



Inari Kurki-Suonio

Uudenmaan savien painumaominaisuuksien määrittäminen yhdistämällä eri tutkimusmenetelmiä

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 07.11.2016

Valvoja: Professori Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaaja: DI Aino Sihvola

Tekijä Inari Kurki-Suonio

Työn nimi Uudenmaan savien painumaominaisuuksien määrittäminen yhdistämällä eri tutkimusmenetelmiä

Koulutusohjelma Yhdyskunta- ja ympäristötekniikka

Pääaine Pohja- ja kalliorakentaminen**Koodi** Rak-50

Työn valvoja Professori Leena Korkiala-Tanttu

Työn ohjaaja DI Aino Sihvola

Päivämäärä 07.11.2016**Sivumäärä** 105 + 36**Kieli** Suomi

Tiivistelmä

Eteläiselle Suomelle ovat tyypillisiä vaihtelevat maaperäolosuhteet sekä laajat savikko-laaksopainanteet. Kasvaneen rakennuskannan myötä parhaat rakennuspaikat on jo monin paikoin käytetty, jolloin uudisrakentamiskohteita joudutaan toteuttamaan maaperäolosuhteiltaan vaihteleville ja haastaville alueille kuten savikoille. Keskeinen kysymys savikoille rakennettaessa on rakennusalueilla odotettavissa olevat painumat.

Tässä työssä tutkitaan Järvenpäässä sijaitsevan painuneen kerrostalon sekä kahden uudisrakennuskohteen piha-alueiden painumaennusteita. Uudisrakennuskohteista toinen sijaitsee Järvenpäässä ja toinen Espoon Hannuksenpellossa. Työn tavoitteena oli selvittää painuneen kerrostalon tulevaisuuden painumaennuste sekä verrata laskelmien tulosta jo tapahtuneisiin painumiin. Lisäksi työssä tarkastellaan uudisrakennuskohteisiin suunniteltujen pihojen arvioituja painumia sekä esikuormituspenkereen mahdollisia hyötyjä pihojen perustamisratkaisuna. Analyyttiset painumalaskelmat suoritettiin GeoCalc-ohjelmalla käyttäen eri laskentamenetelmiä. Eri laskentamenetelmien antamia tuloksia vertailtiin keskenään. Lisäksi Hannuksenpellon kohteessa suoritettiin yksinkertaista tilastollista analyysiä sekä todennäköisyyspohjaista (RBD) painumalaskentaa. Hannuksenpellossa tehtiin myös CPTU-kairauksia, joiden korrelaatiota alueella tehtyihin puristin-heijari- ja siipikairauksiin tutkittiin.

Painuneessa kerrostalokohteessa kaikki laskentamenetelmät yliarvioivat jo tapahtunutta painumaa. Lähimmäs todellisuutta päästiin tangenttimoduulimenetelmällä, kun käytettiin redusoimattomia esikonsolidaation ja moduuliluvun arvoja sekä korjattuja jännityksen eksponentin arvoja. Laskelmien yliarvioinnin arvioitiin johtuvan maanäytteen häiriintymisestä ja sen aiheuttamasta liian pienestä esikonsolidaatiojännityksen arvosta. Kahdessa muussa kohteessa laskelmilla todettiin, että lyhytaikainenkin esikuormituspenker voi mahdollistaa merkittävästi laajempaa pihojen maanvaraista perustamista ja siten säästöjä pohjanvahvistuskustannuksissa.

Hannuksenpellossa CPTU-kairauksilla saavutettiin suhteellisen hyvä vastaavuus siipikairaustulosten kanssa. Puristin-heijarikairausten tuloksissa puolestaan oli suurta vaihtelua, eikä luotettavaa korrelaatiota työssä käytetyn aineiston avulla löydetty. RBD-laskelman tulokset vastasivat suuruusluokaltaan kohtalaisesti tangenttimoduulimenetelmälaskennan tuloksia. RBD-menetelmä soveltuu kuitenkin parhaiten vaativiin kohteisiin, joissa pohjatutkimustuloksia on paljon ja tiheästi. Hannuksenpellon tutkimusalue oli hyvin laaja, jolloin laadukkaan tilastollisen tarkastelun kannalta tutkimustuloksia oli suppeasti.

Avainsanat savi, painuma, pohjatutkimusmenetelmät, CPTU, GeoCalc, RBD



Author Inari Kurki-Suonio

Title of thesis Determination of settlements in Helsinki area clays with combining different calculation methods

Degree programme Civil and Environmental Engineering

Major Foundation and Rock Engineering

Code Rak-50

Thesis supervisor Professor Leena Korkiala-Tanttu

Thesis advisor M.Sc. Aino Sihvola

Date 07.11.2016

Number of pages 105 + 36

Language Finnish

Abstract

In Southern Finland, ground conditions are often variable and large clay deposits are typical. As cities grow in the Helsinki metropolitan area, good and easy building sites are getting harder to find. Therefore, it is more and more common to plan new construction on challenging and varying ground conditions, like clay deposits. When building on clay, an essential question is the expected settlements on planned construction area.

The aim of this thesis was to investigate the future settlements in a settled apartment building in Järvenpää and in the parking areas of two new construction projects. One of the new construction sites is located in Järvenpää and the other in Hannuksenpelto, Espoo. The main focus of this thesis was on the Hannuksenpelto project. For the two new construction sites, the possible benefits of preloading on the building conditions of the new parking areas were investigated. The calculations were made using GeoCalc program. Different analytical methods were used and their results compared with each other. In the Hannuksenpelto site, simple statistical analysis and settlement calculations with Risk Based Design –method (RBD) were also performed. Additionally, one aim of this thesis was to investigate the correlation between CPTU tests, vane shear tests and static-dynamic penetration tests performed in the Hannuksenpelto area.

In the calculations for the settled building in Järvenpää, all calculation methods overestimated the settlements that had already happened. Best results were given by the tangent modulus method with unreduced preconsolidation pressure and improved values for the stress exponent. The overestimation in calculated settlements was explained with assuming that the clay samples were disturbed causing too low values for preconsolidation. In the two other investigation sites it was discovered that even with short-time preloading, notable savings in ground improvement costs could be made.

With CPTU-testing a relatively good correlation with vane test results was achieved. On the contrary, there was a large dispersion in the results of static-dynamic penetration testing and a reliable correlation with other test methods could not be found. The results of RBD calculations had a moderate correspondence with the results of tangent modulus method. However, the RBD method works best in demanding projects where a lot of investigations and tests have been made. The investigated Hannuksenpelto site was large in area and, for a good quality statistical analysis, test points were too scattered and too few in number.

Keywords clay, settlement, soil testing methods, CPTU, GeoCalc, RBD

Alkusanat

Tämä diplomityö on rahoitettu Aalto-yliopiston tekniikan tukisäätiön apurahalla. Työn valvojana toimi professori Leena Korkiala-Tanttu ja työn ohjaajana diplomi-insinööri Aino Sihvola Geotek Oy:stä. Suuri kiitos tekniikan tukisäätiölle sekä apurahan taustalla olleelle lahjoittajalle Geotek Oy:lle työni mahdollistamisesta.

Erityisesti haluan kiittää työni valvojaa ja ohjaajaa kaikesta avusta ja kommenteista, joita olen työtä tehdessäni heiltä saanut. Kiitokset myös kaikille muille työhöni osallistuneille ihmisille, joilta olen saanut arvokasta apua ja ohjeita työni toteutukseen liittyen.

Lisäksi haluan kiittää perhettäni ja ystäviäni kaikesta korvaamattomasta tuesta ja kannustuksesta koko opiskeluaikanani. Erityisesti kiitos mahtaville opiskelukavereille, jotka tekivät opiskeluaikastani niin ikimuistaisen.

Espoossa 07.11.2016

Inari Kurki-Suonio

Sisällysluettelo

| | |
|---|----|
| Tiivistelmä | |
| Abstract | |
| Alkusanat | |
| Sisällysluettelo | 5 |
| Merkinnät | 7 |
| Lyhenteet | 8 |
| 1 Johdanto | 9 |
| 1.1 Työn tausta | 9 |
| 1.2 Työn tavoitteet ja rajaukset | 9 |
| 1.3 Työn rakenne | 10 |
| 2 Saven ominaisuudet | 12 |
| 2.1 Suomen savimuodostumat | 12 |
| 2.2 Saven koostumus- ja rakenneominaisuudet | 13 |
| 2.2.1 Maan komponentit | 13 |
| 2.2.2 Saven luokitusominaisuudet | 14 |
| 2.2.3 Savimineraalit | 16 |
| 2.2.4 Saven rakenne | 16 |
| 2.2.5 Vedenläpäisevyys | 17 |
| 2.2.6 Konsistenssirajat | 18 |
| 2.3 Saven muodonmuutos- ja lujuusominaisuudet | 20 |
| 2.3.1 Jännitykset | 20 |
| 2.3.2 Kimmoplastinen materiaaalimalli | 20 |
| 2.3.3 Kimmoviskoplastisuus | 21 |
| 2.3.4 Kokoonpuristuvuusominaisuudet | 21 |
| 2.3.5 Leikkauslujuus | 22 |
| 2.3.6 Sensitiivisyys | 23 |
| 2.4 Saven painumalajit | 23 |
| 2.4.1 Yleistä | 23 |
| 2.4.2 Alkupainuma | 23 |
| 2.4.3 Konsolidaatiopainuma | 24 |
| 2.4.4 Jälkipainuma | 26 |
| 2.4.5 Epätasaiset painumat | 26 |
| 3 Tutkimusmenetelmät | 28 |
| 3.1 Painokairaus | 28 |
| 3.2 Siipikairaus | 29 |
| 3.3 Puristin-heijarikairaus | 31 |
| 3.4 CPTU-kairaus | 33 |
| 3.5 Porakonekairaus | 37 |
| 3.6 Laboratoriokokeet | 38 |
| 3.6.1 Yleistä | 38 |
| 3.6.2 Häiriintyneiden näytteiden ottaminen | 38 |
| 3.6.3 Häiriintymättömien näytteiden ottaminen | 39 |
| 3.6.4 Luokituskokeet | 41 |
| 3.6.5 Ödometrikoe | 42 |
| 3.6.6 Kartiokoe | 44 |
| 4 Laskentamenetelmät | 46 |
| 4.1 Yleistä | 46 |
| 4.2 Tangenttimoduulimenetelmä | 46 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 4.3 | Ruotsalainen painumalaskentamenetelmä..... | 47 |
| 4.4 | Helenelundin vesipitoisuusmenetelmä | 47 |
| 5 | Tutkimuskohteet..... | 49 |
| 5.1 | Kerrostalokohde, Järvenpää | 49 |
| 5.1.1 | Yleistä | 49 |
| 5.1.2 | Pohjasuhteet ja –tutkimukset..... | 49 |
| 5.1.3 | Laboratoriokokeet | 51 |
| 5.1.4 | Painumahavainnot | 52 |
| 5.2 | Hannuksenpelto | 54 |
| 5.2.1 | Yleistä | 54 |
| 5.2.2 | Pohjasuhteet ja -tutkimukset | 56 |
| 5.2.3 | Laboratoriokokeet | 57 |
| 5.3 | Logistiikkakeskus | 58 |
| 5.3.1 | Yleistä | 58 |
| 5.3.2 | Pohjasuhteet ja -tutkimukset | 59 |
| 5.3.3 | Laboratoriokokeet | 60 |
| 6 | Painumalaskelmat | 61 |
| 6.1 | Käytetyt laskentamenetelmät | 61 |
| 6.2 | Kerrostalokohde, Järvenpää | 61 |
| 6.2.1 | Yleistä | 61 |
| 6.2.2 | Tangenttimoduulimenetelmä..... | 62 |
| 6.2.3 | Ruotsalainen painumalaskentamenetelmä | 63 |
| 6.3 | Hannuksenpelto | 64 |
| 6.3.1 | Yleistä | 64 |
| 6.3.2 | Tangenttimoduulimenetelmä..... | 66 |
| 6.3.3 | Ruotsalainen painumalaskentamenetelmä | 67 |
| 6.4 | Logistiikkakeskus | 68 |
| 6.4.1 | Yleistä | 68 |
| 6.4.2 | Vesipitoisuusmenetelmä | 69 |
| 7 | Painumalaskennan tulosten analyysi..... | 71 |
| 7.1 | Kerrostalokohde | 71 |
| 7.2 | Hannuksenpelto | 73 |
| 7.3 | Logistiikkakeskus | 79 |
| 8 | Tilastollinen tarkastelu | 84 |
| 8.1 | Painumalaskenta todennäköisyysmenetelmällä..... | 84 |
| 8.2 | CPTU- ja puristin-heijarikairauksen välinen korrelaatio | 88 |
| 9 | Yhteenvedo ja johtopäätökset | 95 |
| | Lähdeluettelo | 99 |
| | Liiteluettelo | 105 |
| | Liitteet | |

Merkinnät

| | | |
|-----------|---------------------|---|
| A | [m ²] | pinta-ala |
| A_c | [m ²] | kairakärjen poikkileikkauksen pinta-ala |
| B | [-] | sovituskäyrän parametri ($B = 0,0728$) |
| C_c | [-] | kokoonpuristuvuusindeksi |
| COV | [%] | variaatiokerroin (coefficient of variation) |
| C_r | [-] | palautus- ja toistokuormituksen kokoonpuristuvuusindeksi |
| F | [%] | hienousluku |
| H | [m] | suotomatka |
| I_p | [%] | plastisuusluku |
| M | [kPa] | tangenttimoduuli |
| M_0 | [kPa] | kokoonpuristuvuusmoduuli, kun $0 < \sigma' < \sigma'_c$ |
| M_L | [kPa] | kokoonpuristuvuusmoduuli, kun $\sigma'_c < \sigma' < \sigma'_L$ |
| M_{tot} | [Nm] | kokonaisvääntömomentin arvo |
| M' | [kPa] | kokoonpuristuvuusmoduuli, kun $\sigma' > \sigma'_L$ |
| N | [-] | empiirinen kantavuuskerroin (CPTU) |
| Q | [m ³ /s] | virtaama |
| Q_{tot} | [kN] | kokonaispuristusvoima |
| S_t | [-] | sensitiivisyys |
| S_p | [mm] | lopullinen painuma |
| SD_x | [-] | satunnaismuuttujan x otoskeskihajonta |
| T_v | [-] | aikakerroin |
| U | [%] | konsolidaatioaste |
| V | [m ³] | kokonaistilavuus |
| V_s | [m ³] | maarakeiden tilavuus |
| V_v | [m ³] | huokostilavuus |
| a | [-] | CPTU-kairan kärkikohtainen pinta-alakerroin |
| c | [kPa] | koheesio |
| c_v | [m ² /a] | konsolidaatiokerroin |
| e | [-] | huokosluku |
| e_0 | [-] | alkuhuokosluku |
| h | [m] | laskentakerroksen paksuus |
| i | [-] | hydraulinen putous |
| k | [m/a] | vedenläpäisevyyskerroin |
| k_p | [1/m ³] | vakiokerroin ($k_p = 0,039$) |
| m | [-] | moduuliluku |
| m_1 | [-] | normaalikonsolidoituneen osan moduuliluku |
| m_2 | [-] | ylikonsolidoituneen osan moduuliluku |
| n | [-] | huokoisuus |
| q_c | [kPa] | mitattu kärkivastus |
| q_n | [Mpa] | puristusvaiheen nettokärkivastus |
| q_t | [kPa] | korjattu kärkivastus |
| s_u | [kPa] | suljettu leikkauslujuus |
| s_r | [kPa] | suljetun leikkauslujuuden häiritty arvo |
| t | [a] | aika |
| u | [kPa] | huokosvedenpaine |
| v | [m/s] | virtausnopeus |
| z | [m] | syvyys |

| | | |
|--------------------------|----------------------|---|
| w | [%] | vesipitoisuus |
| w_L | [%] | juoksuraja |
| w_p | [%] | kieritysraja |
| α | [-] | kokeellisesti mitattava kerroin (siipikairaus) |
| β | [-] | jännityseksponentti (tangentialmoduulimenetelmä) |
| β_1 | [-] | normaalikonsolidoituneen osan jännityseksponentti |
| β_2 | [-] | ylikonsolidoituneen osan jännityseksponentti |
| γ | [kN/m ³] | maan tilavuuspaino |
| γ_w | [kN/m ³] | veden tilavuuspaino |
| ε_{koe} | [-] | ödometrikokeen muodonmuutosnopeus |
| $\varepsilon_{laskenta}$ | [-] | redusointimuodonmuutosnopeus |
| μ_x | [-] | satunnaismuuttujan x odotusarvo |
| μ_l | [-] | laitekohtainen vakio (puristin-heijari) |
| σ | [kPa] | kokonaisjännitys |
| σ_0 | [kPa] | jännitys ennen kuormitusta |
| σ_a | [kPa] | referenssijännitys ($\sigma_a = 100$ kPa) |
| σ' | [kPa] | tehokas jännitys |
| σ'_c | [kPa] | esikonsolidaatiojännitys |
| σ'_{koe} | [kPa] | CRS-kokeesta määritetty konsolidaatiojännitys |
| σ'_L | [kPa] | rajajännitys |
| $\sigma'_{laskenta}$ | [kPa] | laskennassa käytettävä konsolidaatiojännitys |
| σ_{v0} | [kPa] | vallitseva pystysuora jännitys |
| σ_x | [-] | satunnaismuuttujan x keskihajonta |
| σ'_z | [kPa] | vallitseva tehokas pystyjännitys |
| τ_f | [kPa] | leikkauslujuus |
| φ | [°] | kitkakulma |

Lyhenteet

| | |
|------|--|
| COV | Variaatiokerroin (Coefficient of Variation) |
| CPT | Puristinkairaus (Cone Penetration Test) |
| CPTU | Puristinkairaus huokospainemittauksella |
| CRS | Jatkuvapuristeinen ödometrikoe (Constant Rate of Strain) |
| HP | Puristin-heijarikairaus |
| NC | Normaalisti konsolidoitunut (Normally Consolidated) |
| OC | Ylikonsolidoitunut (Over Consolidated) |
| OCR | Ylikonsolidaatioaste (Over Consolidation Ratio) |
| POP | Ylikonsolidaatio (Pre-Overburden Pressure) |
| RBD | Luotettavuuteen perustuva suunnittelu (Reliability Based Design) |
| SGY | Suomen geoteknillinen yhdistys |
| SI | Siipikairaus |

1 Johdanto

1.1 Työn tausta

Järvenpää ja Espoo ovat kasvualueita Uudellamaalla Helsingin metropolialueella. Järvenpäähän ja Espooseen on monien muiden Helsingin seudun kuntien tavoin suunnitteilla ja jo rakenteilla runsaasti uudisrakentamista. Sijainniltaan ja rakennettavuudeltaan parhaat paikat ovat kasvaneen rakennuskannan myötä jo monin paikoin käytetty, jolloin uudisrakentamiskohteita joudutaan toteuttamaan maaperäolosuhteiltaan vaihteleville ja haastaville alueille kuten pehmeille savikoille.

Järvenpää on Suomen neljänneksi tiheimmin rakennettu kaupunki, jonka maa-alasta yli 64 % sijoittuu pehmeiköille. Espoon maaperälle puolestaan on tyypillistä pikkupiirteinen vaihtelu sekä savikkolaaksopainanteet, joita reunustavat kallioiset mäkialueet. Espoon savikkolaaksoissa maapeitteitä on usein yli 10 metrin paksuudelta. Parhaiden rakennuspaikkojen huetessa korostuu tarve rakentaa pehmeille savikkoalueille. Keskeinen kysymys savikoille rakennettaessa on rakennusalueilla odotettavissa olevat painumat ja niihin varautuminen.

Tässä työssä perehdytään saven ominaisuuksiin, niiden määrittämisessä hyödynnettäviin tutkimusmenetelmiin, savikerrosten painuman arvioinnissa käytettäviin analyttisiin laskentamenetelmiin sekä arvioidaan Järvenpäässä ja Espoossa sijaitsevien esimerkkikohteiden tulevaisuuden painumia GeoCalc-laskentaohjelmalla suoritetuilla analyttisillä laskelmilla sekä tilastollisen analyysin ja todennäköisyyspohjaisen laskennan avulla. Lisäksi työssä tarkastellaan puristin-heijarikairauksen ja CPTU-kairauksen luotettavuutta ja niiden välistä mahdollista korrelaatiota. Vertailun tukena käytetään siipikairauksen ja ödometrikokeiden tuloksia.

1.2 Työn tavoitteet ja rajaukset

Työssä tutkitaan saven ominaisuuksien ja painumaparametrien määrittäystä esimerkkikohteissa Espoossa ja Järvenpäässä. Esimerkkikohteiden tulevaisuuden painumia arvioidaan Novapoint GeoCalc-laskentaohjelmalla sekä todennäköisyysmenetelmällä (RBD). GeoCalc-laskentaohjelmalla suoritetaan vertailevia laskentoja tangenttimoduulimenetelmällä, ruotsalaisella painumalaskentamenetelmällä sekä Helenelundin vesipitoisuusmenetelmällä. Tangenttimoduulimenetelmällä laskenta suoritetaan ensin suoraan CRS-kokeesta määritetyillä parametreilla, jonka jälkeen tehdään vertailulaskelma käyttämällä kirjallisuudessa esitettyjen suositusten mukaisesti nopeusreduoituja esikonsolidaatiojännityksen ja moduuliluvun arvoja. Lisäksi tutkimuksen tavoitteena on tutkia, löytyykö Hannuksenpellossa suoritettujen CPTU- ja puristin-heijarikairauksen välillä korrelaatiota. Tutkimuskysymyksiä ovat muun muassa seuraavat:

- Millaisia painumia esimerkkikohteissa on odotettavissa? Entä miten jo painuneessa kohteessa havaitut painumat eroavat laskentaohjelmien antamista painumaennusteista?

- Millaisia eroja tai yhteneväisyyksiä eri laskentamenetelmillä saatujen tulosten välillä on?
- Millaista tilastollista vaihtelua Hannuksenpellon saven ominaisuuksilla on havaittavissa ja miten se vaikuttaa painumaennusteiden todennäköisyysjakaumiin?
- Millaisia vaikutuksia vuoden kestoisella esikuormituksella olisi tarkasteltujen piha-alueiden perustamistapaan?
- Löytyykö CPTU- ja puristin-heijarikairauksen välille korrelaatiota? Entä voitaisiinko puristin-heijarikairauksella määrittää saven leikkauslujuusominaisuuksia?

Tutkimusaineisto saatiin Järvenpäässä sijaitsevan kerrostalon painumatutkimuksen yhteydessä tehdyistä pohjatutkimuksista ja painumamittauksista, Espoon Hannuksenpellon uudisrakentamiskohteen pohjatutkimuksista sekä Järvenpäähän rakennettavaksi suunnitellun logistiikkakeskuksen pohjatutkimusprojektin tuloksista. Pohjatutkimuksina kohteissa oli tehty puristin-heijarikairauksia, painokairauksia, siipikairauksia, porakonekairauksia, CPTU-kairauksia sekä häiriintynyttä ja häiriintymätöntä näytteenottoa. Lisäksi kohteisiin oli asennettu pohjavesiputkia ja painuneessa kerrostalokohteessa oli tehty painumamittauksia. Häiriintymättömille maanäytteille oli suoritettu laboratoriokohteita mukaan lukien luokitus- ja ödometrikokeita.

Tutkimustuloksista määritettyjen parametrien avulla työssä mallinnetaan GeoCalc 2D-ohjelmalla tutkimuskohteiden maaperäolosuhteet ja suoritetaan painumalaskelmia todellisia tai esimerkkikuormia käyttäen. Työssä ei suoriteta 3D-laskentaa. Lisäksi Hannuksenpellon kohteelle suoritetaan saven ominaisuuksien tilastollisiin jakaumiin perustuvaa painumien todennäköisyyslaskentaa Excel-ohjelmiston lisäosalla nimeltä @Risk. Hannuksenpellon kohteessa analysoidaan myös 11:n suoritettujen CPTU-kairauksen ja niiden lähiympäristössä suoritettujen puristin-heijari- ja siipikairausten sekä ödometrikokeiden tuloksista määritettyjen saven suljetun leikkauslujuuden arvojen välistä korrelaatiota.

1.3 Työn rakenne

Tämä työ koostuu kahdesta osasta. Ensimmäinen osa on kirjallisuusselvitys ja toisessa osassa tutkitaan esimerkkikohteiden painumaparametrien määrittystä sekä painumien mallintamista eri laskentamenetelmillä. Kirjallisuusosuudessa (luvut 2-4) käsitellään saven ominaisuuksia ja painumalajeja. Lisäksi kuvaillaan eri pohjatutkimusmenetelmiä ja laboratoriokoetyyppejä. Työssä käytettyjen laskentamenetelmien taustalla olevat teorialat esitellään lyhyesti.

Tutkimusosuudessa tarkastellaan yhden Espoossa sijaitsevan ja kahden Järvenpäässä sijaitsevan tutkimuskohteen laskentaparametrien määrittämistä ja painumalaskennan tuloksia. Tutkimuskohteita ovat Espoon Hannuksenpellon uudisrakennuskohteen paikoitus-/piha-alue, Järvenpäässä sijaitseva 4-kerroksinen asuinrakennuskohde, jossa on jo havaittu merkittäviä painumia sekä Järvenpäähän suunnitteilla olevan uuden logistiikkakeskuksen paikoitusalue. Tutkimusosuuden alussa (luku 5) esitellään esimerkkikohteiden yleistiedot ja tehdyt pohjatutkimukset. Laboratoriotutkimusten perusteella on

määritetty laskentaohjelmien vaatima kerrosjako sekä kerroskohtaiset maaparametrit, jotka on esitetty luvussa 6.

Lopuksi luvussa 7 laskentojen tuloksia analysoidaan ja kerrostalokohteen painumalaskennan tuloksia verrataan havaittuihin painumiin. Oleellisessa roolissa Hannuksenpellon ja Järvenpään logistiikkakeskuksen kohteissa on esikuormituksen vaikutusten tarkastelu pihojen perustamisolosuhteisiin. Molemmissa kohteissa on paksuja painuvia savikkokerroksia, joten kiinnostuksen kohteena oli tutkia sitä, kuinka paljon lyhytaikaisella esikuormituksella voitaisiin laajentaa maanvaraisesti perustettavan piha-alueen osuutta kohteissa.

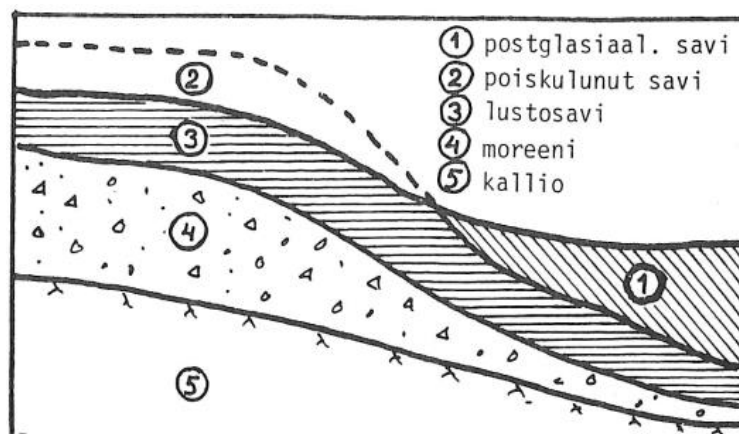
Luvussa 8 CPTU-, puristin-heijari- ja siipikairausten tuloksista määritetyille suljetun leikkauslujuuden arvoille pyritään löytämään silmämääräistä korrelaatiota sopivan kairauskohtaisen kantavuuskertoimen N-arvon määrittelyksellä. Lisäksi luvussa 8 on kuvattu todennäköisyysmenetelmällä suoritettujen painumalaskennan kulku ja laskennan tulokset.

2 Saven ominaisuudet

2.1 Suomen savimuodostumat

Suomen nykyinen maaperä on muodostunut jääkauden aikana ja sen jälkeen geologisten prosessien seurauksena. Suomen savimuodostumat voidaan jakaa syntytapansa perusteella kahteen ryhmään: kerralliset jäätikkösyntyiset sedimentit ja postglasiaaliset savet. Hienorakeiset maalajit ovat muodostuneet jääkauden kallionpinnasta rouhimasta moreenista, kun veden virtaukset ja aallokko ovat huuhtoneet moreenin sisältämän hienon maa-aineksen mukanaan. Virtausten loputtua veteen liettynyt hienoaines laskeutui pohjaan muodostaen hienorakeisia maalajikerrostumia. Nämä pääasiassa merenpohjaan jäätikön sulamisvaiheessa kerrostuneet hienorakeiset maa-ainekset muodostavat ns. kerrallisia jäätikkösyntyisiä sedimenttejä. Näissä sedimenteissä on tyypillisesti tavattavissa vuodenaikojen vaihteluiden mukaan muodostuneita kerroksia. Tällaisia paksumpia ja rakeisuudeltaan karkeampia kesäkerroksia ja toisaalta ohuempia ja hienorakeisempia talvikerroksia sisältäviä kerrostumia kutsutaan lustosaviksi. (Rantamäki et al. 2008, s. 41-43.)

Jääkauden aikana muodostuneiden savikerrostumien lisäksi savikerroksia on muodostunut myös jääkauden jälkeen. Näitä muodostumia kutsutaan postglasiaaliksi saviksi ja ne ovat rakenteeltaan yleensä tasalaatuisia. Syitä Suomen postglasiaalisten savien muodostumiselle ovat muun muassa Itämeren suolapitoisuuden voimakas kasvu sen eräässä kehitysvaiheessa, jolloin kemiallisen vaikutuksen seurauksena meriveden sisältämä savi sakkautui ja laskeutui pohjaan, sekä maanpinnan kohoamisen seurauksena paljastuneiden lustosavien kuluminen ja kulkeutuminen takaisin mereen kuvan 1 mukaisesti. Rantavoimien aiheuttamaa kulutus-, kuljetus- ja uudelleen kasaantumistapahtumaa tapahtui myös sisämaassa muinaisten järvien alueella. (Lappalainen et al. 1985, s. 51-52.)



Kuva 1. Esimerkki postglasiaalisen saven muodostumisesta (Rantamäki et al. 2008, s. 43).

Johtuen hienorakeisten maalajien syntytavasta, tyypillisiä savikkojen esiintymisalueita ovat aikoinaan merenpinnan peittämät Etelä- ja Lounais-Suomen sekä Pohjanmaan rannikkoalueet. Savikkojen muodostuminen on ollut monivaiheista erityisesti alueilla, jois-

sa on tapahtunut uudelleen kerrostumista. Tämän seurauksena päällekkäiset savikerrokset saattavat vaihdella merkittävästi rakenteeltaan ja ominaisuuksiltaan.

2.2 Saven koostumus- ja rakenneominaisuudet

2.2.1 Maan komponentit

Maakerrokset koostuvat kiinteästä maa-aineksesta sekä huokostilan täyttävästä vedestä ja kaasusta. Kiinteä aines koostuu muun muassa kivilajien mineraaleista, savimineraaleista ja orgaanisista aineksista. Kiinteä maa-aines oletetaan yleensä kokoonpuristumattomaksi, jolloin maaperän huokoisuudella on suuri vaikutus sen painumaominaisuuksiin. Vesi esiintyy maaperässä kolmessa eri muodossa, joita ovat vapaa eli gravitaatiovesi, kapillaarivesi sekä adsorptio-, eli vaippavesi. Vapaan veden liikkeitä maahuokosissa säätelee painovoima. Kapillaarivesi puolestaan on maarakeiden väliin pintajännityksen vaikutuksesta kiinnittynyttä vettä, joka täyttää maarakeiden väliset pienet huokokset kokonaan. Vaippavesi on sitoutunut maarakeiden pinnalle sähköstaattisten kiinnitysvuimien vaikutuksesta. Vaippavedellä on suurempi viskositeetti, pintajännitys ja kiehumispiste kuin vapaalla vedellä, joten se ei poistu maa-aineksesta ilmakeivatuksessa. Vaippaveden laatu ja määrä vaikuttavat merkittävästi hienorakeisten maalajien koheesioon ja sitä kautta niiden lujuuteen. Maan huokosissa oleva kaasu on pääasiassa ilmaa, joka saattaa sisältää orgaanisia rikki- ja hiilivety-yhdisteitä. Ilma saattaa olla myös osittain vesihöyryllä kyllästynyttä. (Kujala 1985, s. 77.)

Maan eri komponenttien tilavuus- ja painosuhteita kuvataan huokoisuudella n ja huokosluvulla e . Huokoisuudella tarkoitetaan maan huokosten tilavuuden suhdetta näytteen kokonaistilavuuteen kaavan 1 mukaisesti. Huokosluku puolestaan tarkoittaa huokosten tilavuuden suhdetta kiinteän aineksen tilavuuteen kaavan 2 mukaisesti.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (1)$$

missä n on huokoisuus [-]
 V_v on huokosten tilavuus [mm³]
 V on näytteen kokonaistilavuus [mm³]

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2)$$

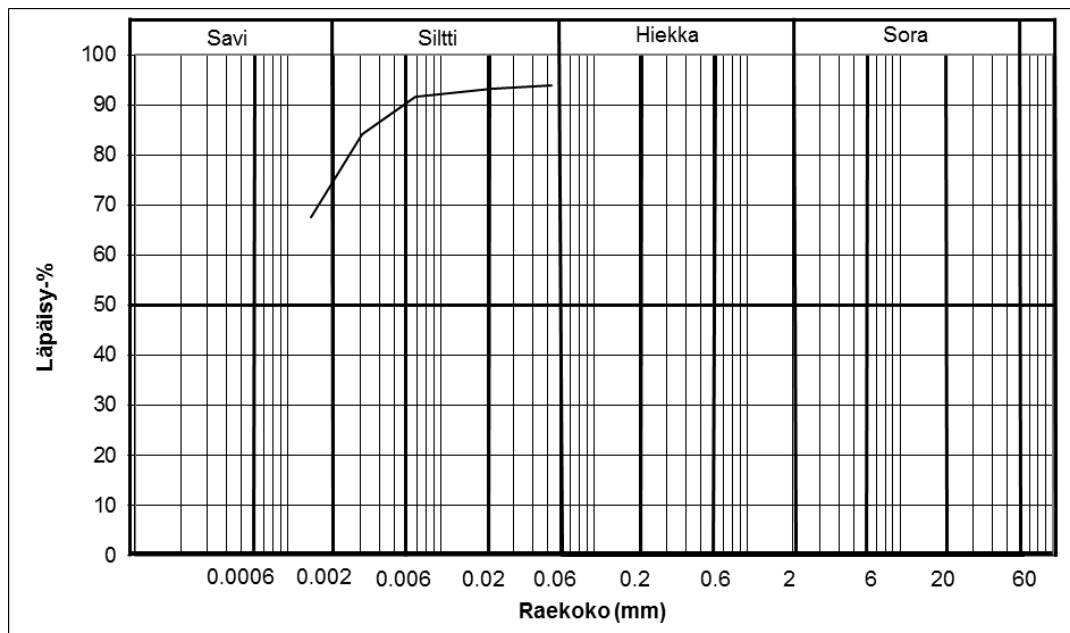
missä e on huokosluku [-]
 V_s on maa-aineksen tilavuus [mm³]

Maan käyttäytyminen riippuu paljolti sen kolmessa eri olomuodossa olevien komponenttien määrästä ja laadusta. Yhdessä olosuhdetekijöiden kanssa nämä kolme komponenttia määräävät maan ominaisuudet ja niiden suuruuden. Maan koostumuksen tunteminen luo pohjan maan käyttäytymisen ja ominaisuuksien, kuten plastisuuden, sensitiivisyyden, lujuuden ja kokoonpuristuvuuden ymmärtämiselle. (Kujala 1985, s. 77.)

2.2.2 Saven luokitusominaisuudet

Maa-aineksen raekoostumus on maaperän käyttäytymisen ja hyödyntämisen kannalta merkittävä tekijä. Maalajien yhtenäisen luokittelun tueksi kehitettiin 1970-luvulla maa-aineksen raekokojakaumaan perustuva geotekninen maalajiluokitus (GEO-luokitus). Geoteknisen luokituksen mukaan saveksi maalajitteena määritellään rakeet, joiden läpimitta on alle 0,002 mm. Geoteknisen maalajiluokituksen määritelmän mukaan saveksi maalajina luokitellaan maa-ainekset, joissa on vähintään 30 paino-% savirakeita ja alle 2 paino-% orgaanista ainetta. Muu osa koostuu pääasiassa silttilajitteesta. Savipitoisuutensa perusteella savet lajitellaan lihavaksi ja laihaksi saveksi. Laihassa savessa savipitoisuus on 30...50 paino-% ja lihavassa savessa vastaavasti savea on yli 50 paino-%. Jos eloperäistä maa-ainesta on savessa 2...6 paino-%, saa savi lisänimen liejuinen. (Korhonen et al. 1974a, s. 10-11.)

Savi sisältää yleensä savipartikkelien lisäksi suuren osan (0...70 paino-%) muita maapartikkeleita, jotka vaikuttavat merkittävästi saven rakenteeseen ja mekaaniseen käyttäytymiseen. Hienorakeisen maanäytteen rakeisuuden selvittämiseksi maanäytteelle voidaan tehdä rakeisuusmääritys areometrikokeella. Rakeisuusmäärityksen tulokset esitetään kuvan 2 mukaisesti puolilogaritmisessa koordinaatistossa rakeisuuskäyrällä, joka esittää näytteen rakeisuusjakauman läpäisyprosentin avulla. Rakeisuuskäyrä ilmaisee prosentteina sen, miten suuri suhteellinen osuus maanäytteessä on tiettyä raekokoa pienempiä rakeita.

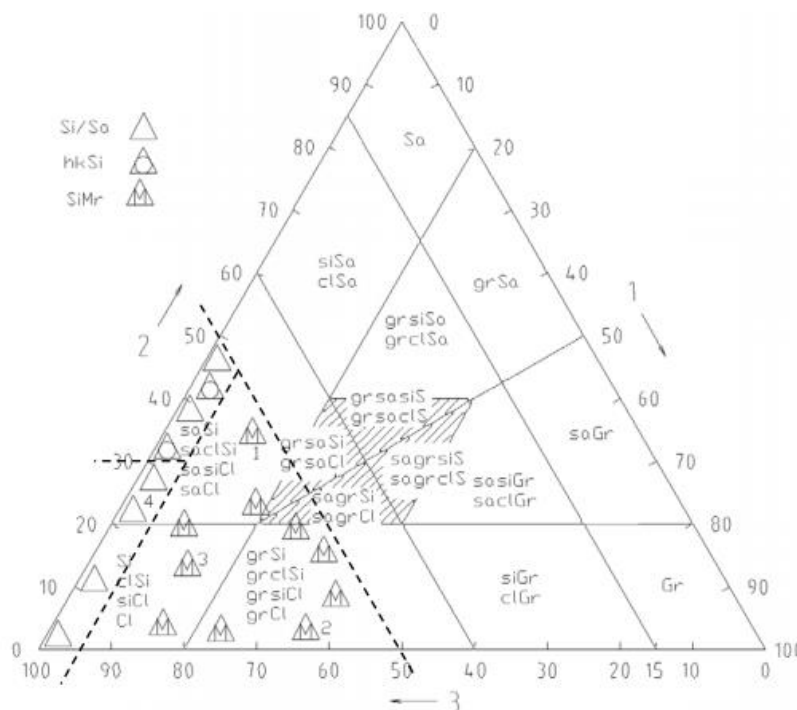


Kuva 2. Lihavan savinäytteen rakeisuuskäyrä (noin 60 paino-% savirakeita).

Eurooppalainen ISO-maaluokitus eroaa Suomessa perinteisesti käytetystä GEO-maaluokituksesta jonkin verran. ISO-maaluokitus perustuu vuosina 2003 ja 2005 Suomessa vahvistettuihin standardeihin ”SFS-EN ISO 14688-1 Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan tunnistaminen ja luokitus. Osa 1: Tunnistaminen ja kuvaus.” sekä ”SFS-EN ISO 14688-2 Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan tunnistaminen ja luokitus. Osa

2: Luokituksen perusteet.” ISO-maaluokituksessa saven luokitteluun käytetään samaa raekokojakaumaa kuin GEO-luokituksessa, mutta karkeampien maalajien määritelmän mukaisissa raekorajoissa on pieniä eroja. Maanäytteille, joissa on useamman maalajin määritelmän mukaisia rakeita, päälaajitteen eteen tulee ISO-luokituksessa toissijaisen maalajin täydentävä nimike (esim. savinen siltti clSi). Täydentäviä nimikkeitä voi olla enintään kaksi ja ne kirjoitetaan pienillä kirjaimilla, kun vastaavasti päälaajikkeen lyhenne alkaa aina isolla kirjaimella. (CEN ISO/TS 14688-1 2003, s. 8.) Erona GEO- ja ISO-maaluokitusten välillä on myös muun muassa se, että GEO-luokitus ei tunne siltistä tai hiekkaisista savea, mutta ISO-maaluokituksessa maalajiksi voidaan saada esimerkiksi sasiCl, eli hiekkainen silttinen savi.

Kuvassa 3 on esitetty apukolmio, josta ISO-luokituksen mukainen maalaji määritetään kuivaseulonnan tai areometrikokeen tuloksena saatujen läpäisyprosenttien avulla. Lisäksi maalajien määrittämisessä käytetään kolmion alapuolelle sijoittuvaa apuruudukkoa (puuttuu kuvasta 3), joka määrää maalajin lopullisen nimen savipitoisuuden perusteella. Kuvassa 3 on havainnollistettu eräiden GEO-luokituksen mukaisten maalajien sijoittumista apukolmioon suhteessa ISO-luokituksen maalajimäärittämiseen. ISO-luokituksen mukaista maalajien määrittäystä ei käydä tämän työn yhteydessä yksityiskohtaisemmin läpi. Havainnollinen ohjeistus GEO- ja ISO-maaluokituksen eroista löytyy muun muassa Tiehallinnon (2008) selvityksestä.



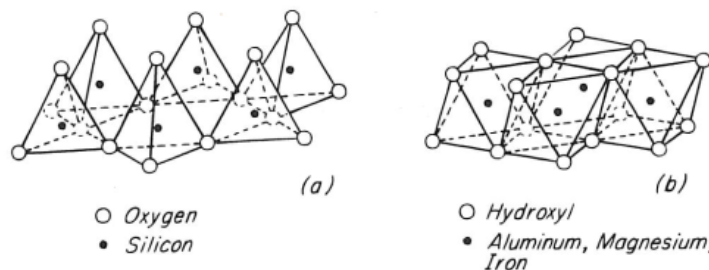
Kuva 3. GEO-maaluokituksen mukaisesti määritettyjen siltin/saven (Si/Sa), hiekkaisen siltin (hkiSi) ja silttimoreenin (SiMr) sijoittuminen apukolmiossa suhteessa ISO-maaluokituksen mukaisiin maalajeihin (Tiehallinto 2008, s. 8).

2.2.3 Savimineraalit

Kiinteistä ainesosista saven käyttäytymiseen suurin vaikutus on savimineraaleilla. Savimineraalit ovat muodostuneet rapautumis- ja sedimentaatioprosessien seurauksena ja niiden kiderakenne voi vaihdella amorfisesta rakenteesta lähes ideaaliseen kiderakenteeseen. Savet sisältävät yleensä myös kivilajien mineraaleja, joiden osuus vähenee rae-koon pientyessä. Suomen savien yleisimmät savimineraalit ovat illiitti, kloriitti ja vermikuliitti sekä muun muassa kalliojuonteissa esiintyvät kaoliniitti ja montmorillo-niitti. (Kujala 1985, s. 77-78.)

Savimineraalit ovat kolloidihiukkasia, joilla on suuri ominaispinta-ala. Suuren ominais-pinta-alansa johdosta savimineraalit adsorboivat pinnalleen ioneja ja vettä, millä on suu-ri vaikutus hienorakeisten maalajien ominaisuuksiin. Savimineraalien määrän kasvu aiheuttaa maalajien plastisuuden lisääntymistä, vedenläpäisevyyden pienenemistä ja routivuuden sekä kokoonpuristuvuuden lisääntymistä. (Kujala 1985, s. 80.)

Savimineraalien päärakennusaineet ovat silikaattitetraedrit ja alumiinioktaedrit, jotka muodostavat tetraedri- ja oktaedrilevyjä (kuva 4). Tetraedri- ja oktaedrilevyt sitoutuvat päällekkäisiksi kerroksiksi ionisidosten avulla. Näiden levyjen erilaisista yhdistelmistä muodostuu erilaisten savipartikkelien rakenne. (Terzaghi et al. 1996, s. 7; Kujala 1985, s. 78.) Savipartikkelit ovat yleensä litteitä ja levymäisiä ja halkaisijaltaan tyypillisesti noin 2 mikrometrin (μm) kokoisia. Savipartikkelien koko voi kuitenkin vaihdella mer-kittävästi riippuen niiden syntytavasta. (Wood 1990, s. 6-7.)

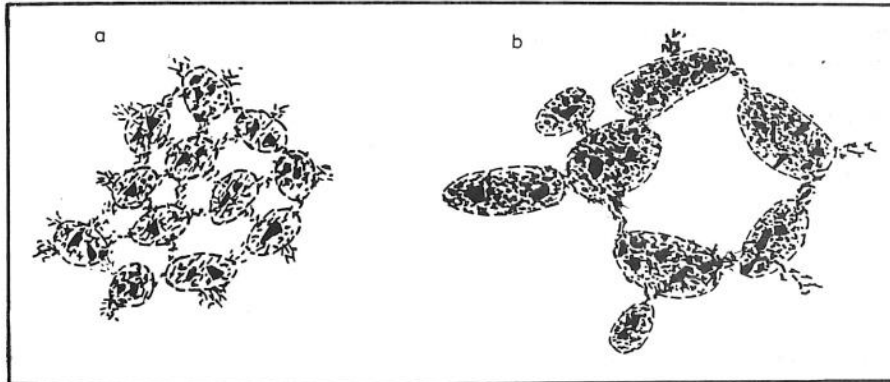


Kuva 4. (a) tetraedrilevy ja (b) oktaedrilevy (Terzaghi et al. 1996, s. 7).

2.2.4 Saven rakenne

Saville ja muille hienojakoisille maalajeille on tyypillistä kennomainen rakenne, missä kennot ovat veden täyttämiä. Kennomainen rakenne syntyy, kun rakeiden väliset adheesiovoimat ovat suurempia kuin painovoima, jolloin maalajihiukkaset laskeutuvat vedessä pohjalle ja tarttuvat toisiinsa muodostaen rihmoja. (Rantamäki et al. 2008, s. 82.) Pusch (1970) on osoittanut, että savien rakenteeseen vaikuttaa merkittävästi se millai-seen veteen ne ovat laskeutuneet. Suolaisessa vedessä muodostuneissa savissa rakeet kasvavat suuremmiksi ja niiden väliin jää suurempia huokosia (kuva 5b). Suolattomassa vedessä laskeutumisvaiheessa muodostuu pienempiä hiutaleita ja rakeiden väliin jää runsaasti pieniä huokosia (kuva 5a). (Rankka et al. 2004, s. 23-24.) Saven huokosveden suolapitoisuuden lisäksi saven rakenteen muodostumiseen vaikuttavat sen mineralogia,

maapartikkelien muoto ja koko, saven kerrostumisprosessi sekä kuormitushistoria. (Koskinen 2014, s. 19.)



Kuva 5. Veden suolapitoisuuden vaikutus saven rakenteeseen. a) suolattomaan veteen kerrostunut ja b) suolaiseen veteen kerrostunut savi (Kujala 1985, s. 89).

Saven jännitys- ja aikahistorian lisäksi sen muodonmuutuskäyttäytymiseen vaikuttaa rakenteellinen lujittuminen. Rakenteellinen lujittuminen voi aiheutua muun muassa kemiallisista reaktioista tai jäätymisestä. Saven ominaisuudet vaikuttavat rakenteelliseen lujittumiseen merkittävästi ja esimerkiksi humuspitoisilla savilla sen on havaittu olevan vähäisempää. Savi menettää rakenteellista lujuuttaan helposti häiriintyessään, mistä johtuen rakenteellista lujittumista on vaikea havaita muista kuin korkealaatuisista näytteistä. (Länsivaara 2000, s. 9.)

Saven ominaisuuksille on tyypillistä anisotrooppisuus, jossa saven ominaisuudet vaihtelevat eri suunnissa. Saven anisotrooppisuus on seurausta saven rakenteesta, jossa partikkelien muodot ja koot vaihtelevat, sekä partikkelien välisistä sidosvoimista ja eri kerrostumisprosessien synnyttämistä vaihtelevan rakenteisista osakerrokseista. (Koskinen 2014, s. 20.) Savikkojen epähomogeenisuuden johdosta luotettavien geoteknisten laskelmien yhteydessä savikerrostumat tulee jakaa useampaan osakerrokseen, joille määritetään omat laskentaparametrinsa (Mesri & Choi 1985, s. 462). Käytännössä geotekniset laskelmien maaperämallit ovat kuitenkin aina yksinkertaistuksia todellisuudesta, sillä maaperän ominaisuudet voivat vaihdella myös vaakasuunnassa ja hyvinkin ohuissa kerroksissa.

2.2.5 Vedenläpäisevyys

Hienorakeisissa maissa veden virtaus on pyörteetöntä eli laminaarista, jolloin veden virtaus noudattaa Darcyn lakia (kaava 3). Erilaisten maa-ainesten vedenläpäisevyys vaihtelee huomattavasti ja esimerkiksi soran vedenläpäisevyys voi suurimmillaan olla jopa noin 10^8 -kertainen saven vedenläpäisevyyteen verrattuna (Jääskeläinen 2011, s. 69). Hienorakeisten maiden heikkoa vedenläpäisevyyttä selittävät kaksi päätekijää. Hienorakeisissa maissa kivirakeet muodostavat tiiviimmän rakenteen, mikä hidastaa veden virtausta niiden lomitse. Lisäksi hienorakeisten maiden rakeiden välillä vaikuttaa sähkökemiallisia voimia, jotka myös osaltaan hidastavat veden virtausta rakeiden välissä.

(Korhonen 1985.) Hienorakeisten maalajien heikolla vedenläpäisevyydellä on merkittävä vaikutus niiden painumaominaisuuksiin ja vakavuuteen sekä erityisesti aikakäyttämiseen.

$$v = \frac{Q}{A} = k \cdot \frac{\Delta h}{\Delta x} = k \cdot i \quad (3)$$

missä v on veden virtausnopeus [m/s]
 Δh on vesipintojen korkeusero virtausmatkan päiden välillä [m]
 Δx on virtausmatka [m]
 k on vedenläpäisevyys [m/s]
 i on hydraulinen putous eli hydraulinen gradientti [-]
 Q on virtaama [m³/s]
 A on poikkipinta-ala [m²]

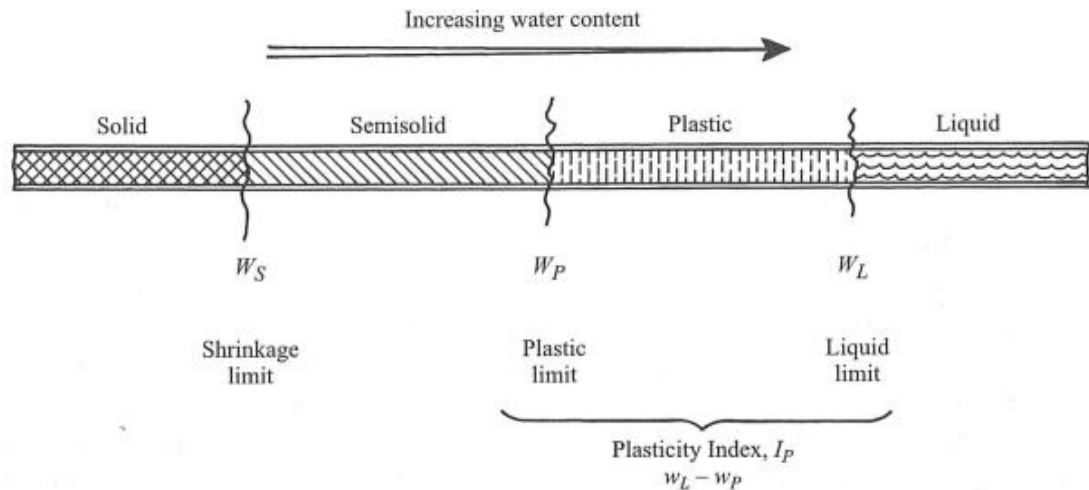
Maan vedenläpäisevyys voidaan määrittää maastossa koepumppausmenetelmällä tai herkkäkärkisen CPTU-kairan relaksaatiokokeilla. Laboratoriossa vedenläpäisevyys voidaan määrittää käyttämällä vakiopainemenetelmää tai muuttuvan paineen menetelmää. Lisäksi vedenläpäisevyys voidaan mitata ödometrikokeen yhteydessä. Jos vedenläpäisevyyttä ei ole erikseen mitattu, voidaan se määrittää ödometrikokeesta saadun konsolidaatiokertoimen ja kokoonpuristuvuusmoduulin avulla Terzaghin et al. (1996) esittämän kaavan 4 mukaisesti:

$$k = \frac{c_v \gamma_w}{M} \quad (4)$$

missä c_v on konsolidaatiokerroin [m²/a]
 γ_w on veden tilavuuspaino [kN/m³]
 M on kokoonpuristuvuusmoduuli [kPa]

2.2.6 Konsistenssirajat

Ruotsalainen Albert Atterberg määritteli vuonna 1911 hienorakeisen maan konsistenssirajat (kuva 6), jotka kuvaavat maan eri olomuotojen välisiä vesipitoisuusrajoja. Konsistenssirajat perustuvat siihen, että täysin kuiva maa-aines voi olla täysin kiinteässä olomuodossa, kun taas suuremmilla vesipitoisuuksilla maan olomuoto saattaa muuttua lähes juokseväksi. Atterbergin rajat ovat juoksuraja w_L , kieritysraja w_P ja kutistumisraja w_S . Kutistumisraja on se vesipitoisuusraja, missä kuivuva maa-aines lakkaa kutistumasta. Kieritysrajaa kutsutaan toisinaan myös plastisuusrajaksi ja sillä kuvataan sitä vesipitoisuutta, minkä ylittyttyä maanäytettä ei voida enää kierittää ohueksi säikeeksi. Juoksuraja puolestaan kuvaa sitä vesipitoisuuden arvoa, jonka ylittyttyä maa-aines muuttuu juokseväksi. (Nagaraj & Miura 2001, s. 5-8.)



Kuva 6. Hienorakeisten maalajien konsistenssirajat (Nagaraj & Miura 2001, s. 5).

Edellä esitellyistä konsistenssirajoista juoksurajalle ja kieritysrajalle on kehitetty standarditestit. Juoksuraja voidaan määrittää Casagranden koputuskokeella tai kartiokokeella (Tammirinne 1974, s. 17). Casagranden koputuskokeessa juoksuraja vastaa sitä vesipitoisuutta, jossa maanäytteeseen tehty ura sulkeutuu 25 koputuksella 13 mm matkalta (Wood 1990, s. 279). Kartiokokeessa juoksurajaa vastaava vesipitoisuus on näytteellä, johon 60 g kartio 60° kärkikulmalla painuu 10 mm. Kieritysrajan määrittämiseen Casagrande (1932) esitteli yksinkertaisen kierityskokeen, jossa savinäytettä kieritetään lasilevyllä ohueksi rihmaksi. Plastisuusraja saavutetaan sillä vesipitoisuudella, jolla rihma murtuu saavutettuaan 3 mm halkaisijan.

Juoksurajan ja kieritysrajan avulla voidaan määrittää savelle plastisuusluku I_p (kaava 5). Plastisuusluku on yksinkertaisesti juoksurajan ja kieritysrajan erotus, eli se kuvaa saven plastisen alueen laajuutta.

$$I_p = w_L - w_p \quad (5)$$

missä I_p on plastisuusluku [%]
 w_L on juoksuraja [%]
 w_p on kieritysraja [%]

Konsistenssirajoilla on suuri merkitys pohjarakentamisen kannalta. Esimerkiksi, jos työmaalla käsiteltävä maa-aines on vesipitoisuudeltaan kiinteässä tilassa tai plastisen tilan alaosassa, voidaan sitä kaivaa ja kuormata hyvin. Vesipitoisuudeltaan juoksurajan ylittävän maa-aineksen käsittely on puolestaan huomattavasti hankalampaa, sillä häiriintyessään se muuttuu juoksevaksi.

2.3 Saven muodonmuutos- ja lujuusominaisuudet

2.3.1 Jännitykset

Terzaghi on esittänyt, että täysin vedellä kyllästyneisiin maakerroksiin kuormituksen aikaansaama kokonaisjännitys jakautuu yhtälön 6 mukaisesti kahteen osatekijään, joita ovat tehokas normaalijännitys σ' ja huokosvedenpaine u . Tehokasta normaalijännitystä kutsutaan myös raepaineeksi ja se kuvaa sitä jännityksen osaa joka muodostuu maara-keiden välille. Huokosvedenpainetta kutsutaan myös neutraalijännitykseksi ja se puolestaan kuvaa maan huokosissa olevan veden jännitystilaa eli vedenpainetta. Edellä kuvattu kokonaisjännityksen kahtiajako on siinä mielessä tärkeä, että ainoastaan raepaineella on käytännön vaikutusta maaperän lujuuteen. (Terzaghi et al. 1996; Rantamäki et al. 2008, s. 106-107.)

$$\sigma = \sigma' + u \quad (6)$$

missä σ on kokonaisjännitys [kPa]
 σ' on raepaine [kPa]
 u on huokosvedenpaine [kPa]

2.3.2 Kimmoplastinen materiaalmalli

Muiden materiaalien tavoin myös maa-aineksen mekaanista käyttäytymistä pyritään kuvaamaan erilaisten materiaalmallien avulla. Maa-aineksen käyttäytymisen kuvaamiseen tavallisesti käytettyjä malleja ovat kimmoisen ja plastinen malli. Kimmoisen mallin mukaisessa materiaalissa jännitys on suoraan verrannollinen muodonmuutoksiin. Lisäksi kimmoisessa materiaalissa muodonmuutokset ovat kimmoisen jousen tavoin täysin palautuvia. (Vepsäläinen 1985, s. 232; Wood 1990, s. 55.) Plastiset muodonmuutokset ovat puolestaan pysyviä, eli ne eivät palaudu kuormituksen poistuessaa.

Luonnontilainen maa-aines ei yleensä käyttäydy kimmoisen ja homogeenisen materiaalin tavoin. Maa-aineksen käyttäytymistä paremmin kuvaava malli on kimmoplastinen materiaalmalli. (Korhonen 1985, s. 264.) Maa-alkion kuormituksen alussa muodonmuutokset ovat yleensä lähes elastisia, mutta kuormituksen kasvaessa muodonmuutokset muuttuvat nopeasti enenevissä määrin plastisiksi eli palautumattomiksi. Sitä pistettä, jossa materiaalissa alkaa syntyä palautumattomia muodonmuutoksia kutsutaan myötörajaksi. Myötörajan ylittyttyä plastisten muodonmuutosten osuus kasvaa ja lopulta saavutetaan materiaalin murtotila. Murtotilaksi kutsutaan sitä materiaalikohtaista tilaa, jossa leikkausjännitykset saavuttavat materiaalin leikkauslujuuden arvon. (Laaksonen & Lojander 1990, s. 16-17.) Jännitysvaruudessa materiaalin myötö esitetään myötöpinnalla. Myötöpinnalla tarkoitetaan sitä jännitysalueen rajaa, jonka sisällä materiaali käyttäytyy kimmoisesti. Kimmoplastisen muodonmuutoksen yhteydessä myötöpinta siirtyy uutta jännitystilaa vastaavaan paikkaan, jolloin jännitys ei käytännössä pääse myötöpinnan ulkopuolelle. (Wood 1990.)

2.3.3 Kimmoviskoplastisuus

Maa-aineksen ajasta riippuvia ominaisuuksia kuvatessa tulee maan viskoosisuus ottaa huomioon. Tällöin maakerrosten käyttäytymisen mallintamiseen käytetään kimmoviskoplastisia materiaalimalleja. Viskoosinen muodonmuutos tarkoittaa ajasta riippuvaa palautumatonta muodonmuutosta. Kimmoviskoplastisia muodonmuutoksia tapahtuu kimmoplastisten muodonmuutosten tavoin maan myötörajan ylittävällä jännitysalueella. (Wood 1990.)

Savi on ominaisuuksiltaan viskoosinen materiaali, mistä johtuen leikkauslujuus ja konsolidaatiojännitys ovat sitä suurempia, mitä nopeampi siihen kohdistuva kuormitus on. Saven viskoosista ominaisuudesta johtuen esimerkiksi esikonsolidaatiojännitys on jännitys- ja aikahistorian lisäksi riippuvainen muodonmuutosnopeudesta ja lämpötilasta (Länsivaara 2000, s. 7). Saven viskoosit ominaisuudet ovat oleellisia tarkastellessa sekundääripainumaa, eli virumaa. Viruman aikana tehokas jännitys ei enää kasva, mutta saven huokosluku ja vesipitoisuus pienenevät edelleen hitaasti.

2.3.4 Kokoonpuristuvuusominaisuudet

Kun maapohjaa kuormitetaan, tapahtuu maapohjassa aina jonkinasteisia muodonmuutoksia. Usein nämä muodonmuutokset ilmenevät maanpinnan, ja sitä kautta myös maan varaan tehtyjen rakenteiden, painumina. Hienorakeisilla maapohjilla painumat joudutaan geoteknisessä suunnittelussa ottamaan usein huomioon määräävänä mitoitusperusteena. Maakerrosten kokoonpuristumisen lajit voidaan erään jaottelun mukaan jakaa kolmeen periaatteeltaan erilaiseen muodonmuutosilmiöön, joita ovat kimmoinen kokoonpuristuminen, plastinen kokoonpuristuminen sekä konsolidaation aiheuttama kokoonpuristuminen. Kokoonpuristuman lajiin ja suuruuteen vaikuttavat maakerrosten ominaisuudet, kuormituksen suuruus sekä maakerrosten paksuus suhteessa kuormitetun alueen laajuuteen. (Rantamäki et al. 2008, s. 145.)

Suomalaiset savikot ovat yleensä normaalikonsolidoituneita tai lievästi ylikonsolidoituneita (Länsivaara 2000, s. 9). Lievästi ylikonsolidoituneessa savessa vallitsevat jännitykset ovat hieman ödometrikokeiden antamia konsolidaatiojännityksiä pienempiä. Joskus tämä voi johtua alueella aiemmin vallinneesta jo poistuneesta rasituksesta, mutta toisaalta myös siitä, että savi on paikalleen konsolidoiduttuaan rakenteellisesti lujittunut ilman ulkoista puristusta. Myös muutokset pohjavedenpinnan tasossa voivat osaltaan aiheuttaa saven ylikonsolidaatiota. (Olsson 2010, s. 4-5.) Saven mahdollinen ylikonsolidoituminen voidaan selvittää esikonsolidaatiojännityksen avulla. Esikonsolidaatiojännitys tarkoittaa suurinta maapohjassa joskus vallinnutta tehokasta jännitystä ja se voidaan määrittää ödometrikokeiden tuloksista. Esikonsolidaatiojännityksellä on suuri vaikutus saven painumakäyttäytymiseen, sillä saven kokoonpuristuvuus on selvästi suurempi esikonsolidaatiojännityksen ylittävällä alueella.

Suomessa painumalaskelmissa laajalti käytetyn tangenttimoduulimenetelmän yhteydessä saven ylikonsolidaatiotilan kuvaamiseen on suositeltavaa käyttää niin sanottua yli-

konsolidaatiota POP (Pre-Overburden Pressure), koska yleisesti käytetty ylikonsolidaatioaste OCR saattaa johtaa esikonsolidaatiojännityksen virheellisen syvyysriippuvuuteen. (Länsivaara 2000, s. 12.) POP-arvo määritetään maassa vallitsevan tehokkaan pystyjännityksen ja esikonsolidaatiojännityksen erotuksena kaavan 7 mukaisesti.

$$POP = \sigma'_c - \sigma'_z \quad (7)$$

missä σ'_c on esikonsolidaatiojännitys [kPa]
 σ'_z on vallitseva tehokas pystyjännitys [kPa]

2.3.5 Leikkauslujuus

Maa- ja pohjarakentamisen kannalta maapohjan lujuusominaisuuksista leikkauslujuuden voidaan ajatella olevan kaikista merkittävin. Maapohjan leikkauslujuudella on suuri vaikutus maapohjan kantavuuteen, maaluisien vakavuuteen sekä maaperän tukimureihin ja tukiseiniin kohdistuviin paineisiin. Erilaiset rakenteet ja jännitykset maaperässä aiheuttavat maaperään leikkausjännityksiä. Kun nämä leikkausjännitykset ylittävät maan leikkauslujuuden, tapahtuu maapohjan murtuminen. (Jääskeläinen 2011, s. 100-103.)

Suljettua leikkauslujuutta käytetään laskettaessa maanpainetta, vakavuutta tai kantavuutta lyhytaikaisessa tilanteessa. Suljetussa tilassa täysin vedellä kyllästetyn maakerroksen tilavuus ja vesipitoisuus eivät pääse muuttumaan, joten suljettu tila voi muodostua käytännössä vain huonosti vettä läpäiseviin koheesiomaihin. Suljetussa tilassa savi murtuu kuormitettaessa, kun kuormitus tapahtuu niin nopeasti, etteivät vesipitoisuus ja tilavuus murtopinnalla ehdi muuttua. Saven konsolidaatitilalla on suuri vaikutus saven suljettuun leikkauslujuuteen. Lisäksi saven jännitys- ja muodonmuutoshistoria, geologinen syntytyyppi ja rakenne vaikuttavat suljetun leikkauslujuuden suuruuteen. (Laaksonen ja Lojander 1990, s. 41-43.)

Coulomb (1773) on esittänyt kaavan 8 mukaisen yhtälön maan leikkauslujuudelle:

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (8)$$

missä τ_f on leikkauslujuus [kPa]
 c on koheesio [kPa]
 σ on leikkauspinnassa vaikuttava normaali-jännitys [kPa]
 φ on maan sisäinen leikkauskestävyyskulma eli kitkakulma [°]

Saven suljettu leikkauslujuus määritetään yleensä laboratoriossa kartiokokeella, puristuskokeella tai kolmiakselialikokeella. Maastossa suljettu leikkauslujuus määritetään siipikairauksella tai välillisesti puristinkairauksen tuloksista.

2.3.6 Sensitiivisyys

Hienorakeisille maalajeille tyypillinen ominaisuus on sensitiivisyys. Sensitiivisyys kuvaa maan herkkyyttä häiriintymiselle ja se esitetään luonnontilaisen maakerroksen ja täysin häirityn maakerroksen suljettujen leikkauslujuuksien suhteena kaavan 9 mukaisesti. Maalajin sensitiivisyyden tunteminen on siinä mielessä tärkeää, että se vaikuttaa merkittävästi hienorakeisten maa-ainesten käsiteltävyyteen. Hyvin sensitiiviset savet voivat häiriintyessään menettää leikkauslujuutensa lähes täysin, mikä tekee niiden käsittelystä ja kuljettamisesta erittäin haastavaa.

$$S_t = \frac{s_u}{s_r} \quad (9)$$

missä S_t on sensitiivisyys [-]
 s_u on suljettu leikkauslujuus [kPa]
 s_r suljetun leikkauslujuuden häiritetty arvo [kPa]

2.4 Saven painumalajit

2.4.1 Yleistä

Maanvaraisten rakenteiden painumat jaetaan yleensä neljään painumalajiin. Näitä painumalajeja ovat alkupainuma, konsolidaatiopainuma (eli primääripainuma), sivusiirtymien aiheuttama painuma ja jälkipainuma (eli sekundääripainuma), jotka muodostavat yhdessä kokonaispainuman. Edellä mainituista painumalajeista sivusiirtymien aiheuttamat painumat ja jälkipainuma ovat monesti käytännön tarkasteluissa vähemmän merkityksellisiä kuin alkupainuma ja konsolidaatiopainuma.

Sivusiirtymien aiheuttamaa painumaa esiintyy vain tilanteissa, jossa maan jännitystila lähenee murtotilaa ja syntyy plastisia muodonmuutoksia. Tällaisia tilanteita, jossa varmuus murtumista vastaan olisi hyvin pieni, ei käytännön varmuuksilla juuri esiinny. Sivusiirtymien aiheuttamaan painuman arvioimiseen ei ole olemassa kovin luotettavaa menetelmää. Numeerisilla menetelmillä niiden suuruusluokasta voidaan saada viitteitä. Sivusiirtymien aiheuttamia painumia ei käsitellä tässä työssä enempää niiden vähäisemmän merkityksen johdosta.

2.4.2 Alkupainuma

Alkupainumaksi kutsutaan painumaa, joka on seurausta maapohjan kuormituksen aiheuttamista leikkausmuodonmuutoksista eli liukumista. Koheesiomaiden alkupainuman oletetaan usein tapahtuvan suljetussa tilassa, jolloin maa-alkion kokonaistilavuus ei muutu (Korhonen et al. 1974b, s. 38). Alkupainuma tapahtuu yleensä heti maapohjan tultua kuormitetuksi, jolloin se ehtii tapahtua jo rakennusaikana. Alkupainuman käytännön merkitys suhteessa konsolidaatiopainumaan voidaan usein nähdä suhteellisen vähäiseksi, koska se kehittyy likimain yhtä nopeasti kuin kuormitus lisääntyy, jolloin rakenteet ehtivät mukautua näihin rakennustyön aikana syntyneisiin painumiin. Alkupai-

numaa kutsutaankin myös rakennusajan painumaksi tai lyhyen ajan painumaksi. (Korhonen 1985, s. 371.) Alkupainuma oletetaan yleensä pääosin palautuvaksi, eli elastiseksi.

Kitkamaiden alkupainumaa nimitetään välittömäksi painumaksi ja sen oletetaan tapahtuvan avoimessa tilassa, jolloin maapohjan tilavuus pienenee. Kitkamaiden välitöntä painumaa ei voida erottaa konsolidaatiopainumasta.

2.4.3 Konsolidaatiopainuma

Konsolidaatiopainumalla tarkoitetaan maan tiivistymisestä ja huokostilavuuden pienentymisestä johtuvaa painumaa. Kiinteiden maarakeiden tiivistyminen on yleensä hyvin vähäistä, mistä johtuen painumat johtuvat pääasiassa vain huokostilavuuden muutoksista eli konsolidaatiosta. Karkearakeisilla mailla tämä tiivistyminen tapahtuu niiden hyvän vedenjohtokyvyn seurauksena yleensä varsin nopeasti alkupainuman yhteydessä, mistä johtuen kitkamaille tapahtuu käytännössä lähes ainoastaan ns. välitöntä painumaa. Hienojakoisilla mailla, joilla on heikko vedenläpäisevyys, vie konsolidaatiopainuman kehittyminen huomattavasti enemmän aikaa. Lisäksi hienojakoisilla mailla vesipitoisuus ja huokostilavuus ovat monesti suuria, mistä johtuen konsolidaatiopainuman aikaan saamat muutokset voivat olla huomattavia. Konsolidaatio ilmenee yleensä maan suljetun ja avoimen leikkauslujuuden kasvamisena. (Fellenius 2015, s. 88; Rantamäki et al. 2008, s. 209-210.)

Konsolidaatiopainuma saa alkunsa, kun maakerroksen, jonka huokoset ovat täynnä vettä, päälle lisätään kuormitusta, joka aiheuttaa maakerrokseen välittömästi huokosveden paineen lisäyksen. Tämä huokosveden ylipaine pakottaa huokosissa olevan veden liikkeelle, jolloin se lähtee suotautumaan pääasiassa pienimmän virtausvastuksen suuntaan. Suotovirtaus jatkuu niin kauan, että huokosveden ylipaine on tasaantunut. Huokosista poistunut vesi aikaansaa maakerroksen tilavuuden pienenemisen, jolloin myös maakerroksen korkeus laskee ja aiheutuu painumaa. (Korhonen 1985, s. 282.) Hyvin hienoille saville rakennettaessa konsolidaatiopainuma voi joissain tapauksissa kestää jopa kauemmin kuin rakennuksen odotettu elinikä (Fellenius 2015, s. 88).

Terzaghi esitteli vuonna 1925 ensimmäisen konsolidaatioteorian, joka esittää yksinkertaisia syy-seuraussuhteita konsolidaation vaatimalle ajalle. Tämä yleisesti käytetty teoria perustuu oletukseen siitä, että vesi poistuu maa-aineksesta yksiulotteisesti maakerroksen ylä- tai alapinnassa, eikä ollenkaan vaakasuunnassa. Konsolidaatio on alussa nopeampaa, johtuen kuormituksen aiheuttamasta suuresta huokosveden ylipaineesta, ja hidastuu ajan myötä ylipaineen pienentyessä. (Fellenius 2015, s. 88.)

Terzaghin klassinen konsolidaatioteoria luo perustan primäärisen konsolidaation määrittämiselle tietyllä aikavälillä ja tietyn painelisäyksen vaikuttaessa. Klassisen konsolidaatioteorian perusolettamukset ovat seuraavat (Terzaghi 1947, s. 266; Nagaraj & Miura 2001, s. 19):

1. Maa-aines on homogeenista ja täysin vedellä kyllästynyttä.
2. Maarakeiden ja veden kokoonpuristuvuus on merkityksetöntä teknisen tarkastelun kannalta kiinnostavalla kuormitusvälillä.
3. Kokoonpuristuminen on yksiulotteista ja huokosveden virtaussuunta noudattaa Darcyn lakia.
4. e -log σ' suhde on lineaarinen.

Edellä mainittujen ehtojen täytyessä yksiulotteisen konsolidaatioteorian yhtälö on:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (10)$$

missä konsolidaatiokerroin määritetään kaavalla:

$$c_v = \frac{k \cdot M}{\gamma_w} \quad (11)$$

missä c_v on konsolidaatiokerroin [m^2/a]
 k on permeabiliteetti [m/s]
 M on kokoonpuristuvuusmoduuli [kPa]
 u on huokosveden ylipaine syvyydellä z ajanhetkellä t [kPa]
 γ_w on veden tilavuuspaino [kN/m^3]

Vuonna 1936 Terzaghi esitteli kaavan 12 mukaisen mallin konsolidaatioasteen ratkaisemiseksi:

$$U_p = \frac{S(t)}{S_p} \quad (12)$$

missä U_p on konsolidaatioaste ajanhetkellä t [%]
 $S(t)$ on painuma ajanhetkellä t [mm]
 S_p on rakenteen lopullinen painuma [mm]

Tietyn konsolidaatioasteen saavuttamiseen vaadittu aika saadaan kaavan 13 avulla:

$$t = T_v \frac{H^2}{c_v} \quad (13)$$

missä t on aika
 T_v on aikakerroin [-]
 H on suotomatka [m]
 c_v konsolidaatiokerroin [m^2/a]

Todellisuudessa ei juuri esiinny tilanteita, joissa Terzaghin teorian perusolettamukset toteutuisivat ja siksi klassinen konsolidaatioteoria antaa vain karkeita arvioita saven todellisesta käyttäytymisestä. Numeeristen menetelmien kehityksen myötä on mahdol-

listunut uusien ja tarkempien laskentamallien kehittäminen. Suurin osa analyyttisistä menetelmistä (ml. GeoCalc) kuitenkin perustuu Terzaghin konsolidaatioteoriaan. Yksinkertaistetun teorian hyödyntämisen aiheuttama virhe on pääosin konservatiivinen, eli painumia yliarvioiva.

2.4.4 Jälkipainuma

Jälkipainuman eli sekundääripainuman oletetaan yleensä tapahtuvan konsolidaatiopainuman jälkeen ja se on useimmiten suuruudeltaan konsolidaatiopainumaan verrattuna vähäinen. Todellisuudessa sekundääripainumaa ja konsolidaatiopainumaa tapahtuu kuitenkin osin myös samanaikaisesti. Jälkipainumaa kutsutaan myös virumaksi ja se aiheutuu maan raerungon hyvin hitaasta deformaatiosta. (Korhonen 1985, s. 282.) Muista maalajeista poiketen humuspitoisilla savilla jälkipainuma voi olla merkittävää, johtuen humuksen runkoaineksen voimakkaasta kokoonpuristuvuudesta. Huomattavan humuspitoiset maakerrokset ovatkin tästä syystä usein rakentamiseen sopimattomia.

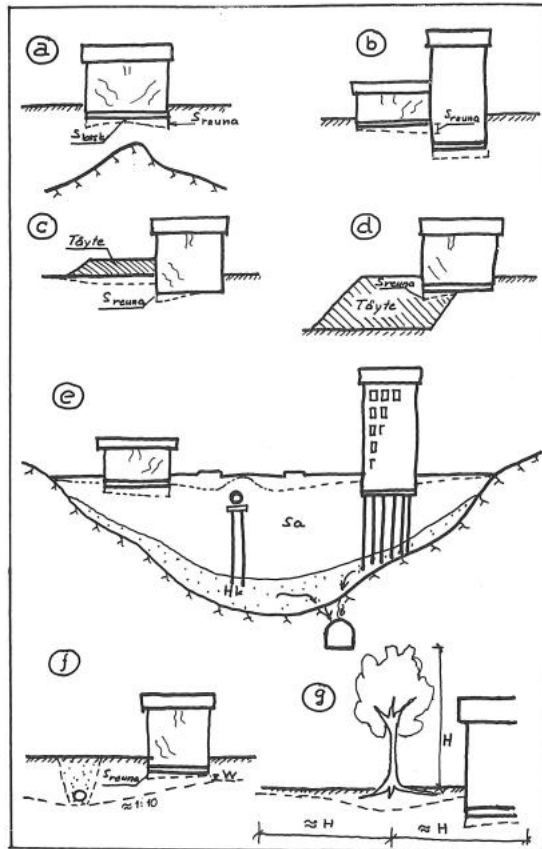
Jälkipainuma on hyvin hidasta ja se on luonteeltaan plastista eli palautumatonta. Jälkipainumalla ei ole tämän työn esimerkkikohteiden painumatarkasteluissa suurta käytännön merkitystä, joten tarkastelu painottuu primääripainumaan.

2.4.5 Epätasaiset painumat

Rakenteiden kannalta erityisen haitallisia ovat epätasaiset painumat, koska niistä aiheutuu rakenteisiin jännityksiä ja murtumia. Rantamäki et al. (2008, s. 229) mukaan rakenteiden ja perustusten painumien suuruuteen eniten vaikuttavia tekijöitä ovat seuraavat:

1. perustuksen kuormituksesta aiheutuva pystysuoran jännityslisäyksen epätasainen jakautuminen maapohjassa
2. suuret kuormituserot perustusten eri osien välillä
3. kokoonpuristuvien maakerrosten kokoonpuristuvuusparametrien suuri vaihtelu perustusten alapuolisissa maakerroksissa
4. perustusten alapuolisten kokoonpuristuvien maakerrosten kokonais- ja osapaksuuksien vaihtelut

Maapohjan painumaa voivat aiheuttaa myös monet ulkopuoliset tekijät. Erityisesti pohjavedenpinnan aleneminen esimerkiksi rakennustöiden seurauksena voi aiheuttaa haitallisia painumia lähialueen rakenteille. Pohjaveden alenemisen seurauksena maapohjaan aiheutuu lisäkuormitusta, kun pohjavedenpinnan yläpuolelle joutuneen maakerroksen tilavuuspaino kasvaa. Lisäksi liikennekuorma ja tärinä voivat olla merkittäviä maapohjan epätasaisista painumaa aiheuttavia tekijöitä.



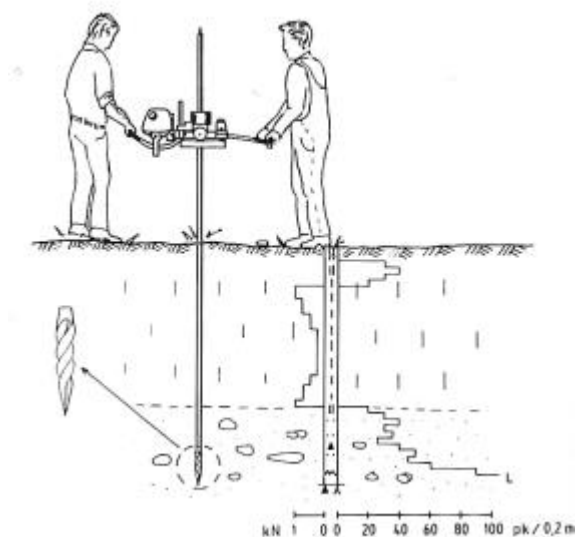
Kuva 7. Epätasaisten painumien syitä ja seurauksia (Rantamäki et al. 2008, s. 230).

Kuvassa 7 on esitetty yleisimpiä syitä epätasaisen painuman syntymiselle. Kuvassa 7a epätasainen painuma johtuu kokoonpuristuvan kerroksen paksuuden suuresta vaihtelusta rakennuksen alapuolella. Kuvassa 7b matalampaan rakennukseen kiinteässä yhteydessä olevan korkeamman rakennuksen aiheuttama suurempi pystysuora jännitys ulottuu myös matalamman rakennuksen alueelle aiheuttaen sen epätasaista painumista. Kuvassa 7c rakennuksen viereinen täytemaakerros aiheuttaa epätasaista jännityslisäystä talon alle. Kuvassa 7d rakenteeltaan luonnonmaata löyhärakenteisempi täyttömaa aiheuttaa rakennuksen epätasaista painumaa. Kuvassa 7e rikkonaiseen kallioon louhittu tunneli alentaa pohjavedenpintaa, mikä aiheuttaa maanpäällisten rakenteiden epätasaista painumaa. Kuvassa 7f putkikaivannon rakentaminen aiheuttaa pohjavedenpinnan epätasaisen alenemisen, josta seuraa viereisen rakennuksen epätasaista painumaa. Kuvassa 7g suurikokoisen lehtipuun haihdutusvaikutus alentaa pohjaveden pintaa epätasaisesti, mistä seuraa viereisen rakennuksen epätasainen painuma. (Rantamäki et al. 2008, s. 231.)

3 Tutkimusmenetelmät

3.1 Painokairaus

Painokairaus on Suomessa eniten käytetty perinteinen kairausmenetelmä erityisesti pehmeiden maalajien tutkimuksessa. Painokairaus on kuormitustavaltaan staattinen kairausmenetelmä, jolla voidaan määrittää maakerrosrajoja sekä saada suuntaa antava käsitys maakerrosten lujuudesta ja tiiviyydestä. Alun perin painokairaus suoritettiin käsin kierrettävällä kairalla, mutta 1960-luvulla moottorikäyttöisten painokairojen (kuva 8) käyttö yleistyi, ja nykyisin painokairaus suoritetaan yleisimmin vaunualustaisilla monitoimikairoilla. Painokairausmenetelmän muututtua käsikäyttöisestä moottorisoiduksi, on ääni- ja tuntehavaintojen tekeminen vaikeutunut, jolloin myös mahdollisuudet maalajien arvioimiseen ovat heikentyneet. (Tielaitos 1998, s. 19.) Painokairauksen perusteella arvioituja maakerrosrajoja ja -ominaisuuksia tulee yleensä täsmentää näytteenotolla ja vaativimmissa kohteissa esimerkiksi siipi- ja porakonekairauksilla (SGY 1980, s. 4).



Kuva 8. Painokairauksen suoritusperiaate sekä painokairausdiagrammi (SGY 1983, s. 54).

Painokairausyksikkö koostuu kierrekärjestä, tangoista, painoista tai muusta kuormituslaitteesta sekä vääntövarresta tai pyörittävästä laitteesta. Pehmeissä maalajeissa, joissa tunkeutumisvastus on alle 1 kN, painokairaus suoritetaan puristamalla. Tunkeutumisvastuksen kasvaessa yli 1 kN aletaan kairaa kiertää käsin tai mekaanisesti, samalla mitaten puolikierrosten määrää annettua kairausvyvyttä kohden. (CEN ISO/TS 22476-10.) Painokairaus lopetetaan, kun kairalla ei päästä enää lyömälläkään syvemmälle, tai kun saavutetaan tutkimusohjelmassa asetettu määräsyvyys. Kairausvastus saadaan puristamiseen tarvittavasta voimasta ja kairaa kierrettäessä 200 mm painuman saavuttamiseen tarvittavasta puolikerrosten lukumäärästä. (SGY 1980, s. 5-6.) Mitattu kairausvastus esitetään pohjatutkimusleikkauksissa kuvan 8 mukaisesti kairausvastuspiirroksina.

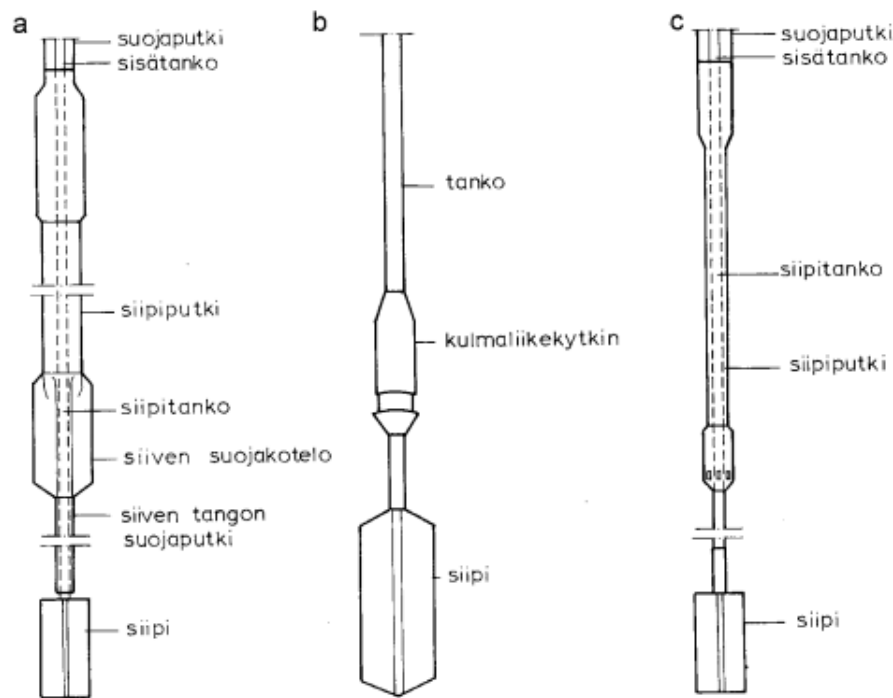
Painokairaus on edullinen ja helppokäyttöinen menetelmä, jonka tulosten tulkittavuus on myös suhteellisen yksinkertaista. Muut kairausmenetelmät ovat hitaasti lisäämässä osuuttaan pohjatutkimuksissa, mutta pitkät perinteet ja vankka kokemus painokairauksesta hidastavat tätä muutosta. Syitä painokairauksen vähittään tapahtuvalle syrjäytymiselle ovat muiden kairausmenetelmien paremmat soveltuvuudet tiettyjen maakerrosten ominaisuuksien määrittämiseen. Esimerkiksi puristin-heijarikairauksella saadaan pehmeistä maakerroksista vähintään yhtä hyvä kuva kuin painokairauksella, mutta kitkamaassa puristin-heijarikairaus antaa huomattavasti paremman kuvan maan tiiviyydestä ja kerrosrajoista (Melander 1989). Lisäksi puristin-heijarikairan tunkeutumisvyvyys on tiiviissä kitkamaassa parempi, mikä auttaa tekemään tarkempia arvioita tulevista paalupituuksista.

3.2 Siipikairaus

Siipikairaus on hienorakeisten maiden suljetun leikkauslujuuden määrittämiseen käytetty suosittu kairausmenetelmä. Siipikairaus sopii hyvin savelle ja hienolle siltille, mutta karkealle siltille se ei enää sovellu (Jääskeläinen 2011 s. 261). Pohjatutkimuskohteissa siipikairauksia suoritetaan usein vain muiden kairauksen perusteella valituista yksittäisistä paikoista ja syvyyksistä. Siipikairauksen etu suhteessa muihin maan leikkauslujuuden määrittämismenetelmiin on se, että sillä voidaan mitata maan leikkauslujuutta maakerroksen todellisissa vesipitoisuus-, jännitys- ja vedenläpäisevyysolosuhteissa (SGY 1999, s. 1).

Siipikairakalusto koostuu yleensä neljästä pääosasta, joita ovat momentin mittauslaite, tangot ja suojaputket, siipiputki sekä siipi. Momentin mittauslaitteena käytetään Suomessa nykyään pääasiassa Norjassa ja Ruotsissa valmistettuja ns. momenttimittareita ja ruotsalaista piirturilla ja kulmaliikekytkimellä varustettua piirturimittaria. Tankojen ja suojaputkien mitat vaihtelevat kairatyypikohtaisesti. Siipiputki suojaa kairaa ja estää maan tunkeutumisen sen sisään. (SGY 1999, s. 1-3.) Kuvassa 9 on esitetty erilaisia Suomessa käytettyjä siipikairan alaosa. Kuvan 9a mukaista siipiputkea käytetään yleensä momenttimittarilla varustetuissa kairoissa. Kuvan 9b kaira on varustettu piirturimittarilla ja paksunnoksen sisään on rakennettu kulmaliikekytkin. Kuvan 9c kairasta puuttuu siiven suojakotelo.

Siipikairan siipiosa koostuu neljästä toisiaan vastaan kohtisuorassa olevista levystä. Tätä siipikairan kärkiosaa painetaan häiriintymättömässä tilassa olevaan maahan haluttuun tutkimussyvytyteen, jossa sitä kierretään maan pinnalta käsin vakionopeudella 0,1°/s. Jos kiertonopeutta kasvatetaan, kasvaa myös mitattu leikkauslujuus, erityisesti plastisilla savilla (Ukonjärvi 2014). Siiven kärjet muodostavat maapohjaan sylinterinmuotoisen leikkauspinnan ja tämän leikkauspinnan muodostumiseen tarvittava momentti mitataan laitteistosta riippuen kairatankojen yläpäästä tai heti siiven yläpuolelta. Maapohjan suljetun leikkauslujuuden arvo määritetään leikkautumispinnan geometrian ja siiven kiertämiseen tarvittavan momentin avulla. (SGY 1999.) Suuren hienousluvun omaavilla savilla siipikairalla määritetty lujuus tulee redusoida. Häiriintymisherkissä silttimaissa siipi voi olla vaikea upottaa maahan häiritsemättä maata liikaa. (Tielaitos 1998, s. 21.)



Kuva 9. Erilaisia siipikairan alaosa (SGY 1999, s. 3).

Maan suljetun leikkauslujuuden määrittämisen lisäksi siipikairauksella voidaan arvioida maan leikkauslujuuden vaihtelua eri suunnissa eli lujuuden anisotropiaa. Tämä edellyttää leikkauslujuuden määrittämistä useilla eri siivillä, joiden korkeuden ja leveyden suhteet ovat erilaisia. (SGY 1999, s. 8.) Lisäksi siipikairauksesta saadun suljetun leikkauslujuuden avulla voidaan arvioida maassa vallitsevan esikonsolidaatiojännityksen suuruutta.

Siipikairauksesta saadun suljetun leikkauslujuuden ja esikonsolidaatiojännityksen välille on esitetty kaavan 14 mukainen yhteys (Leroueil et al. 1990).

$$s_u(mob) = \alpha \sigma'_c \quad (14)$$

missä $s_u(mob)$ on maapohjaan mobilisoituva suljettu leikkauslujuus [kPa]
 α on kokeellisesti mitattava kerroin [-]
 σ'_c on esikonsolidaatiojännitys [kPa]

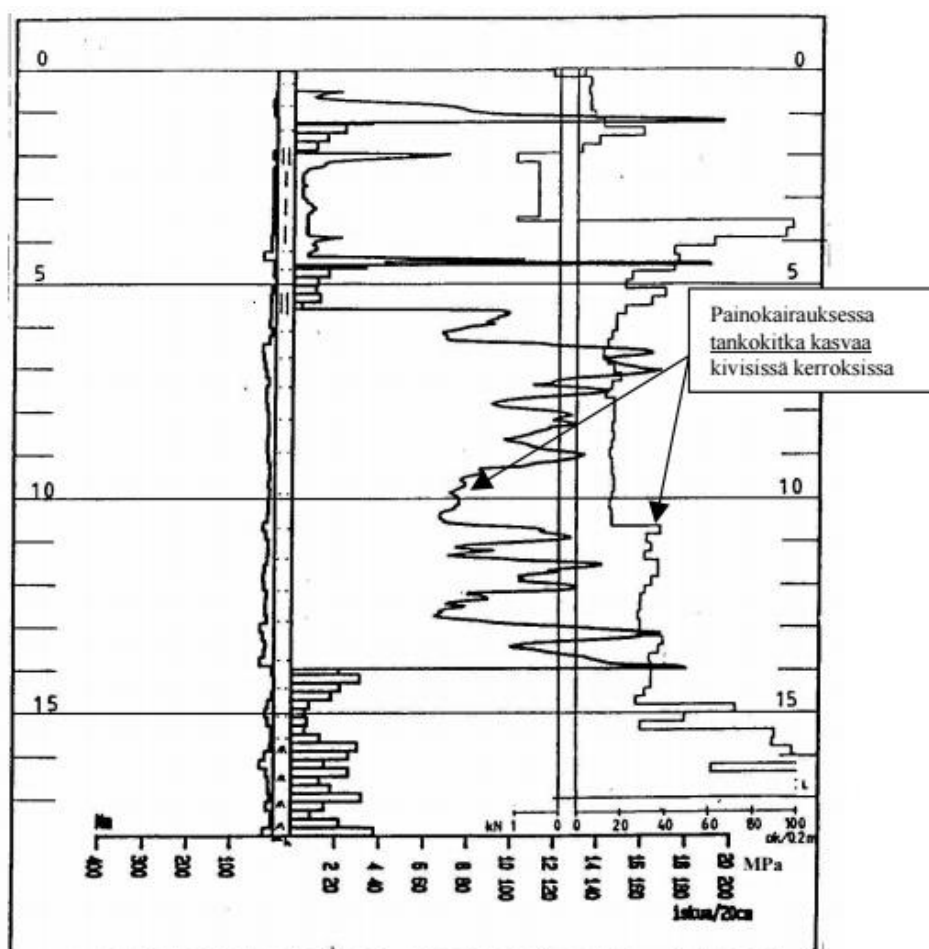
Kirjallisuudessa kertoimen α on todettu vaihtelevan pehmeillä savilla yleensä välillä $\alpha = 0,20 \dots 0,28$. Alustavana arviona kertoimelle voidaan käyttää arvoa $\alpha = 0,25$. (Leroueil et al. 1990.)

Suomessa laajalti käytetyn Nilcon-tyyppisen siipikairan on todettu antavan helposti epärealistisen pieniä suljetun leikkauslujuuden arvoja suhteessa esikonsolidaatiojännitykseen. Syynä näille virheille on epäilty muun muassa vaippakitkan yliarvioimista tai maan häiriintymistä kulmaliikeytkeytimen kääntämisestä oikeaan asentoon ennen koetta. (Mansikkamäki 2015, s.17-18.) Maan häiriintymistä siiven ympärillä ja leikkauslujuu-

den alenemista aiheuttaa myös siiven leikkaussyvyyteen työntäminen, jolloin maan rakenne häiriintyy, maarakeita syrjäytyy, maahan syntyy ylimääräisiä jännityksiä, huokosvedenpaine kasvaa ja maahiukkasten väliset sidokset hajoavat (Ukonjärvi 2014).

3.3 Puristin-heijarikairaus

Puristin-heijarikairaus kehitettiin 1980-luvulla yhdistämällä puristinkairauksen ja heijarikairauksen toiminnot yhteen kairausyksikköön (Tielaitos 1998, s. 20). Puristin- ja heijarikairan yhdistämisellä on pyritty saamaan puristinkairan erinomainen soveltuvuus kivettömille hienojakoisille maille sekä heijarikairan ylivoimaiset ominaisuudet keskitiiviissä ja tiiviissä maassa samaan kairausyksikköön. Puristin-heijarikaira toimii siis hyvin vaihtelevissakin maaperäolosuhteissa. Puristin-heijarikairaus on hitaasti syrjäyttämässä painokairausta yleisimmin käytetyn peruskairauksen paikalta johtuen erityisesti puristin-heijarin paremmasta soveltuvuudesta tiiviille kitkamaille. Lisäksi syvemmälle (yli 10 m) ulottuvissa kairauksissa painokairan tankoihin on todettu kohdistuvan huomattavasti puristin-heijarikairausta suurempi tankokitka, kuten kuvassa 10 näkyy erityisesti 10...13 metrin syvyydellä (SGY 2001, s. 79-80).



Kuva 10. Puristin-heijari- ja painokairadiagrammin vertailu (Melander 1987).

Puristin-heijarikairaus aloitetaan aina puristinkairauksella ja puristinkairauksen maksimipuristusvoiman täytyttyä vaihdetaan heijarikairaukseen. Puristinkairauksen aikana

kairatankoja puristetaan ja pyöritetään samanaikaisesti. Siirryttäessä heijarikairaukseen kairatankojen pyöritystä jatketaan, mutta lisäksi heijaria aletaan pudottaa vakiotaajuudella. Maksimipuristusvoima heijarikairaukseen siirryttäessä on yleensä noin 30 kN. Heijarikairauksesta palataan puristinkairaukseen, kun kokonaislyöntiluku $N_{20} \leq 5$ yli 0,4 metrin matkalla. (SGY 2001.)

Puristin-heijarikairauksesta saatavasta informaatiosta keskeisin on kairausvastus. Tuloksissa ilmoitettava kairausvastus voi olla kokonaisvastus, kärkivastus tai vaippavastus. Paino- ja heijarikairausten tuloksena saatava kairausvastus on kokonaisvastus. Geoteknisen tarkastelun kannalta kiinnostavin on kuitenkin kärkivastus, joka kertoo vastuksen juuri kyseisellä syvyydellä. Vaippavastusta voidaan hyödyntää esimerkiksi maalajimäärittämisessä ns. kitkasuhteen laskemisessa. (Melander 1989.) Puristin-heijarikairauksen kärkivastus q_c lasketaan kaavalla 15. Vääntömomentin huomioon otettava nettokärkivastus q_n lasketaan kaavalla 16. Kairaussyvyyden ollessa alle 10 metriä tankovastus on kuitenkin niin pieni, että nettokärkivastus on likimäärin yhtä suuri kuin kärkivastus ($q_n \approx q_c$). (SGY 2001, s. 65.)

$$q_c = \frac{Q_{tot}}{1000 \cdot A_c} \quad (15)$$

missä Q_{tot} on kokonaispuristusvoima ($Q_{mit} + Q_{tangot}$) [kN]
 q_c on kokonaiskärkivastus [MPa]
 A_c on kairakärjen poikkileikkauksen pinta-ala [m²]

$$q_n = \frac{Q_{tot}}{1000 \cdot A_c} - k_p \cdot (M_{tot} - \mu_l \cdot Q_{tot}) \quad (16)$$

missä q_n on puristusvaiheen nettokärkivastus [MPa]
 k_p on vakio (0,039) [1/m³]
 M_{tot} on kokonaisvääntömomentin arvo [Nm]
 μ_l on laitekohtainen vakio [-]

Puristin-heijarikairauksessa kärki- ja vaippavastuksen mittaus joudutaan toteuttamaan eri tavalla kuin puristinkairan sähköisistä kärjistä. Puristinkairauksessa kärkivastus tallentuu voima-antureiden avulla kärkeen, mutta puristin-heijarikairauksessa vastukset mitataan kärkeen ja tankoihin kohdistuvasta kokonaispuristusvoimasta sekä tangoston yläpäässä vaikuttavasta vääntömomentista. Vaippavastus puolestaan määritetään puristin-heijarikairauksessa vääntömomentista, jolloin saatu vaippavastus ei ole todellinen vaan ennemminkin laskennallinen vertailuluku. (Melander 1989.) Käytetyllä kairauskalustolla voi olla myös vaikutusta puristin-heijarikairauksen tuloksiin. Kevyellä kairakoneella esimerkiksi siirtyminen puristinkairauksesta heijarikairaukseen voi tapahtua aiemmin kuin käytettäessä raskasta kalustoa.

3.4 CPTU-kairaus

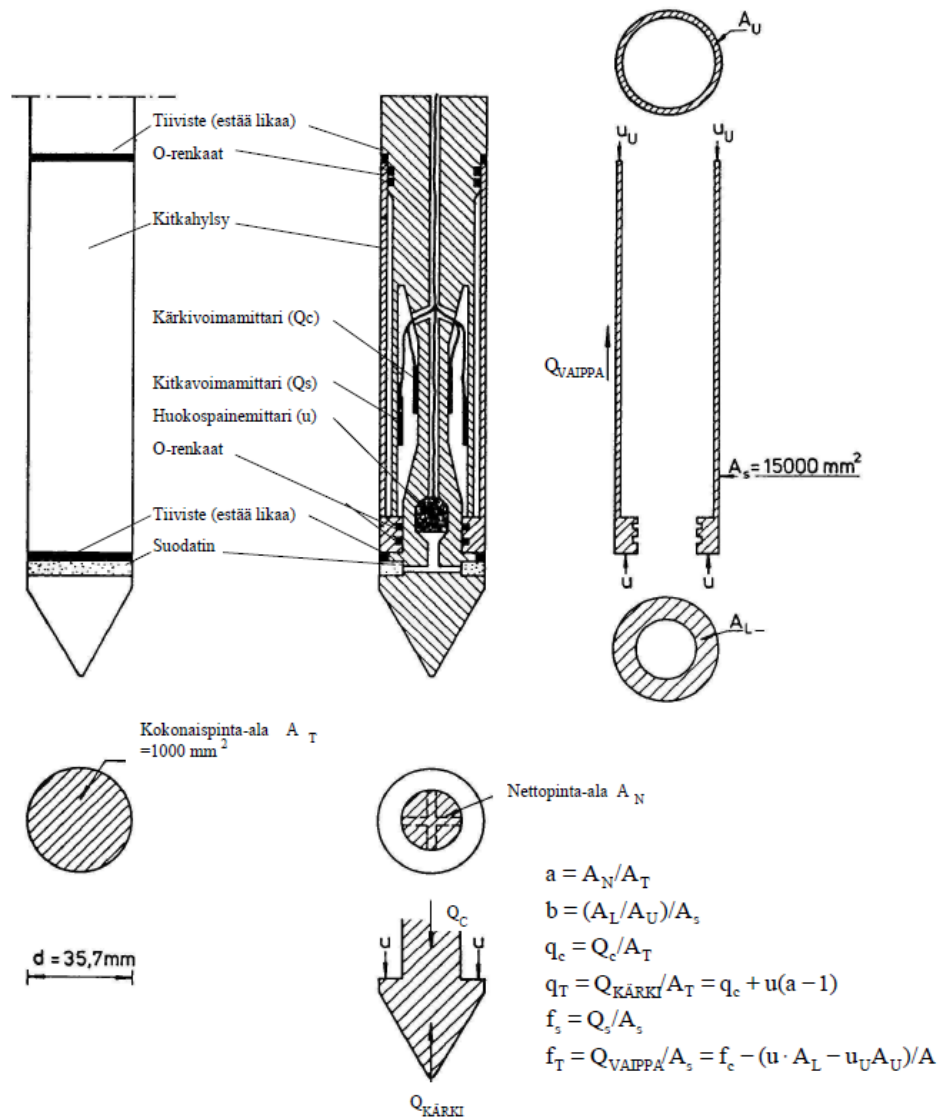
CPTU-kairaus pohjautuu puristinkairaukseen eli CPT-kairaukseen (engl. Cone Penetration Test), jota on kehitetty lisäämällä kairaukseen huokospainemittaus. Perinteisessä puristinkairauksessa standardoitua kärkikappaletta puristetaan maahan vakionopeudella ja samalla mitataan voimia, joita kullakin syvyydellä puristamiseen tarvitaan. Mitatuista voimista saadaan tietoja maan ominaisuuksista. Saadut tiedot ovat painokairaa tarkempia, mutta toisaalta puristinkaira sopii herkkyytensä johdosta vain kivettämiin ja pehmeisiin maihin. (Meigh 1987.)

Ensimmäinen huokosvedenpaineen mittauksella varustettu puristinkaira esiteltiin vuonna 1974 (Selänpää 2015, s. 13). CPTU-kairauksessa mitataan kärkivastuksen q_c , vaippakitkan f_s ja kairaussyvyyden lisäksi huokospainetta u . Mitattavat parametrit rekisteröityvät sähköisesti ja mittausväli on hyvin tiheä (0,01...0,02 m), jolloin saavutetaan lähes jatkuvia mittauskäyriä. CPTU-kairan kärki koostuu kärkikartiosta, suodattimesta, kitkahylsystä sekä kärkikappaleen sisällä olevista mitta-antureista (kuva 11). Kairan kärki-osan jatkeena toimii jatkokappale ja näiden kahden osan yhteispituuden tulee olla vähintään 1000 mm. (Törnqvist et al. 2001; SGY 2001.)

CPTU-kairassa kairakärjen kärkikulma on 60° ja kärjen poikkipinta-ala 1000 mm^2 sylinterijatkon kohdalla. SGY:n kairausoppaan VI (2001, s. 16) mukaan suodatin tulee asentaa heti sylinterijatkon yläpuolelle. Suodattimen sijaintiohjeistuksen noudattaminen on tärkeää, sillä kokemus on osoittanut, että mitattu huokospaine on riippuvainen suodattimen sijainnista. Perinteisesti CPTU-kairan suodattimina on käytetty huokossuodattimia, mutta rakosuodattimien käyttö on viime aikoina yleistynyt huomattavasti niiden yksinkertaisuuden ja helpomman käsiteltävyyden johdosta (SGY 2001, s. 16-17).

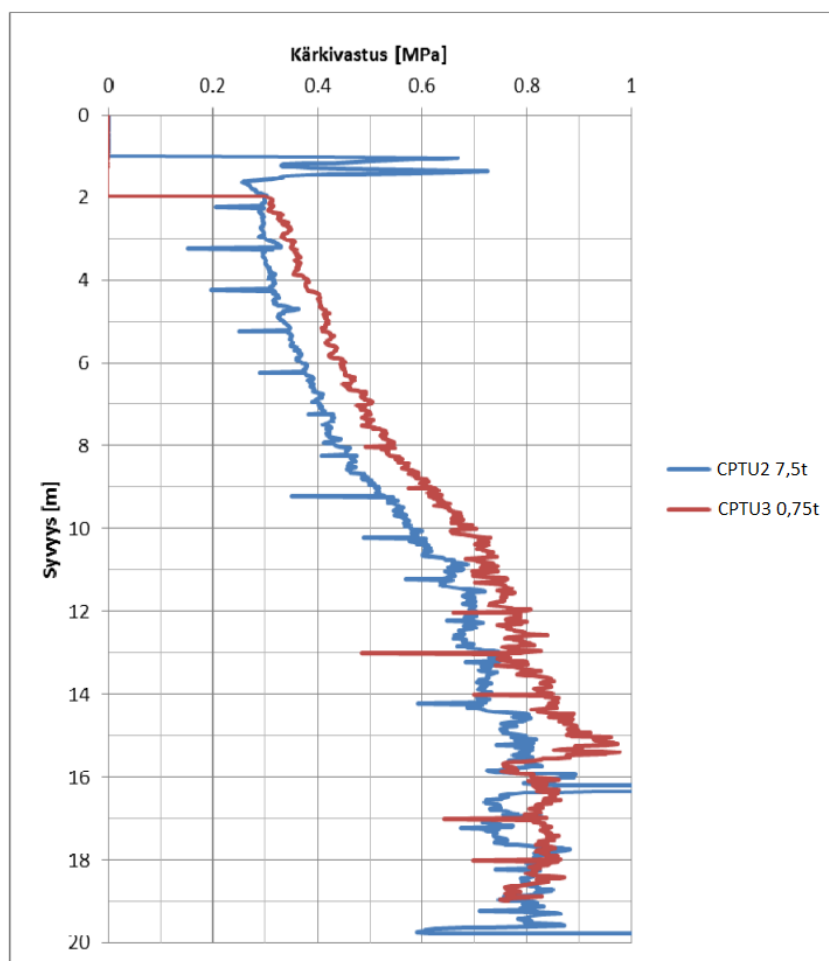
Huokos- tai rakosuodattimet tulee kyllästää aina ennen käyttöä. Huokossuodattimen kyllästämiseen soveltuu kyllästyneessä maassa esimerkiksi tislattu, ilmaton vesi ja kylästäymättömässä maassa glyseriini. Rakosuodattimen kyllästämiseen käytetään vaseliinia tai muuta kiinteää rasvaa. CPTU-kairauksen yhteydessä tulee aina tehdä alkukairaus mahdollisen kuivakuorikerroksen tai karkean täytekerroksen läpi. Jos alkukairausta ei tehdä, saattaa huokostilan neste valua maakerrokseen, mikä aiheuttaa myöhemmin epätarkkuuksia hienojakoisten kerrosten huokospaineiden arvoissa. (SFS-EN ISO 22476-1.)

CPTU-kairauksessa on tärkeää tasata kärjen lämpötila mahdollisimman lähelle maan lämpötilaa ennen nolla-arvojen lukemista. Mikäli lämpötilan tasausta ei tehdä, kärjen lämpötilamuutoksista voi seurata virheitä kaikissa mitattavissa parametreissa. Kairan kärjen lämpötilan taseus tehdään usein upottamalla kärki vedellä täytettyyn alkukairausreikään, jossa kärjen lämpötilan annetaan tasaantua kärkityypin vaatiman ajan verran. Tavallisesti lämpötilan tasaantumisen vaatima aika on noin 10...15 minuuttia. (Selänpää 2015, s. 26-27.)



Kuva 11. CPTU-kairan rakenne ja eri osien nimet (Törnqvist et al. 2001, s. 7)

CPTU-kairauksessa voidaan käyttää kohteesta riippuen herkkää tai suurikapasiteettista kärkeä. Herkän kärjen sallitut kuormitusvälit ovat kärkivastukselle 0...7,5 MPa ja vaippavastukselle 0...150 kPa. Suurikapasiteettiselle kärjelle vastaavat arvot ovat kärkivastukselle 0...75 MPa ja vaippavastukselle 0...1 MPa. Tutkimuksissa on todettu, että suurikapasiteettinen kärki antaa herkkää kärkeä pienempiä kärkivastuksen arvoja (kuva 12) ja osittain pienempiä vaippavastuksen arvoja. Huokospaineen mittausta sen sijaan antaa herkällä ja suurikapasiteettisella kärjellä keskenään saman suuruisia arvoja. Nämä tutkimustulokset puoltavat sitä, että kärjen kuormituskapasiteetin kasvaessa mittaustarkkuus heikkenee, mistä johtuen ainakin koheesiomaiden parametrien määrittämisessä tulisi käyttää herkkää kärkeä. (Selänpää 2015, s. 48-49.)



Kuva 12. Herkän (0,75t) ja suurikapasiteettisen (7,5t) kärjen kärkivastuksen ero pienillä kärkivastuksilla (Selänpää 2015, s.49).

Molemmille kärkityypeille on kuitenkin omat käyttökohteensa, sillä suurikapasiteettinen kärki vaurioituu tai ylikuormittuu harvemmin, jolloin sen käyttö on perusteltua erityisesti alustavissa tutkimuksissa. Lisäksi suurikapasiteettinen kärki sopii esimerkiksi kitkamaalajien kitkakulman ja tiiveyden arvioimiseen. (Selänpää 2015, s. 22-23.)

CPTU-kairauksen tulkinta

CPTU-kairauksen kärkivastuksen arvoista voidaan arvioida maan tiiviyyttä ja maakerrosten vaihtelua. Kärkivastuksen arvo on sitä suurempi, mitä karkeampi maa-aines on, mitä suurempi pystyjännitys ja vaakapaine maassa vallitsee, sekä mitä suuremmat maan tiiviys- ja ylikonsolidaatioasteet ovat. Vaippakitkan arvoon vaikuttavat maalaji sekä maan ylikonsolidoitumisaste. Vaippakitkan arvo on sitä pienempi mitä karkeampaa, tiiviimpää ja sensitiivisempää maa-aines on, ja sitä suurempi mitä suurempi maan ylikonsolidaatioaste on. Huokospaineenmittaus edesauttaa hyvin ohuiden maakerrosten tunnistamisessa. CPTU-kairauksella mitattu huokospaine on sitä suurempi, mitä hienorakeisempää maa-aines on, mitä suurempi koheesiomaan leikkauslujuus on ja toisaalta mitä suurempi maan sensitiivisyys on. Huokospaine on puolestaan sitä pienempi, mitä suurempi kitkamaan tiiviysaste on ja mitä suurempi maan ylikonsolidaatioaste on. (Törnqvist et al. 2001, s. 21-22.)

Mitattua kärkivastusta q_c tulee korjata kaavan 17 mukaisesti kairan kärkeen kohdistuvan vedenpaineen johdosta (SGY 2001, s. 12).

$$q_t = q_c + u \cdot (1 - a) \quad (17)$$

missä q_t on korjattu kärkivastus [kPa]
 q_c on mitattu kärkivastus [kPa]
 u on mitattu huokosvedenpaine [kPa]
 a on valmistajalta saatava pinta-alakerroin (kuva 11) [-]

CPTU-kairauksen tulosten perusteella voidaan arvioida koheesiomaan leikkauslujuutta ja kitkamaan kitkakulmaa. (Törnqvist et al. 2001). SGY:n (2001) kairausoppaassa VI esitetään, että CPTU-kairauksen perusteella arvioituja geoteknisiä parametreja ei tulisi käyttää mitoitusparametreina laskelmissa ilman vertailupohjaa häiriintymättömistä tai häirityistä näytteistä tai siipikairauksista. Samaisessa oppaassa on luokiteltu CPTU-kairaustuloksista määritettyjen parametrien luotettavuutta ja todettu, että koheesiomaiden leikkauslujuuden määrittäminen on kohtuullisen luotettavaa ja koheesio- ja kitkamaiden kitkakulman määrittäminen suunta-antavaa, jos tukena on maanäytteille suoritettuja laboratorio-riokokeita.

Suljetun leikkauslujuuden määrittämiselle CPTU-kairauksesta on eri lähestymistapoja, joista yleisesti käytetyt ovat teoreettinen ja empiirinen lähestymistapa. Empiiriset menetelmät ovat suositumpia ja ne voidaan jakaa kolmeen ryhmään sen mukaan, määritetäänkö suljettu leikkauslujuus käyttäen kokonaiskärkivastusta, tehokasta kärkivastusta vai huokosvedenylipainetta. Perinteisesti käytetty menetelmä perustuu kokonaiskärkivastukseen, jolloin suljettu leikkauslujuus määritetään kärkivastuksen ja maassa vallitsevan pystysuoran jännityksen erotuksen eli nettokärkivastuksen suhteena empiiriseen kantavuuskertoimeen kaavan 18 mukaisesti. Tämän työn tutkimusosuudessa (luku 8.2) on käytetty em. kokonaiskärkivastukseen perustuvaa menetelmää, joten muut menetelmät jätetään tarkemman tarkastelun ulkopuolelle.

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N} \quad (18)$$

missä q_t on korjattu kärkivastus [kPa]
 σ_{v0} on pystysuora jännitys [kPa]
 N on empiirinen kantavuuskerroin [-]

Empiirisen kantavuuskertoimen N arvo tulee määrittää tapauskohtaisesti. Normaalisti konsolidoituneille saviille sen arvo on kuitenkin yleensä noin 10...15 ja ylikonsolidoituneille saviille 15...20 (Jääskeläinen 2011, s. 267).

Koheesiomaiden konsolidaatiojännitystä voidaan yleisesti arvioida CPTU-kairauksen tuloksista kaavalla 19. Konsolidaatiojännitys voidaan lisäksi normaalikonsolidoituneissa

ja lievästi ylikonsolidoituneissa savissa määrittää juoksurajan avulla kaavan 20 mukaisesti. (Törnqvist et al. 2001, s. 32.)

$$\sigma'_c = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{3,43} \quad (19)$$

$$\left| \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_c} \right| = 1,21 + 4,4 \cdot w_L \quad (20)$$

missä σ'_c on esikonsolidaatiojännitys [kPa]
 q_t on korjattu kärkivastus [kPa]
 σ_{vo} on maassa vallitseva pystysuora jännitys [kPa]
 w_L on juoksuraja

Saven kokoonpuristuvuusmoduulia voidaan arvioida hyvin likimääräisesti CPTU-kairauksen korjaamattoman kärkivastuksen avulla kaavan 21 mukaisesti (Törnqvist et al. 2001, s. 40-41).

$$M = m \cdot q_c \quad (21)$$

missä m on empiriinen moduuliluku [-]
 q_c on korjaamaton kärkivastus [kPa]

Janbun (1975) mukaan empiriinen moduuliluku m vaihtelisi ylikonsolidoituneilla savilla välillä $m = 10 \pm 3$ ja normaalisti konsolidoituneilla savilla välillä $m = 4 \pm 1$.

3.5 Porakonekairaus

Porakonekairaus on ainoa kairausmenetelmä, jolla voidaan havainnoida varma kallionpinnan taso. Pehmeikkötutkimuksissa sitä käytetään lähinnä paalupituuksien maksimiarvon määrittämiseen, häiriintyneiden näytteiden ottamiseen sekä olemassa olevien päällyste- tai päällysrakennepaksuuksien määrittämiseen (Tielaitos, 1998, s. 21-22). Porakonekairauksia hyödynnetään, kun halutaan määrittää tarkka kallionpinnan sijainti sekä mahdollisesti myös tietoa kallion laadusta. Porakonekairauksia voidaan käyttää myös niin kutsuttuina alkukairauksina, jolloin tiiviit tai kiviset pintakerrokset läpäistään ennen herkempien kairausmenetelmien käyttämistä.

Porakonekairauslaitteisto kootaan Suomessa yleensä tuotantolouhintaan kehitetyistä porauslaitekomponenteista. Porakonekairausyksikkö koostuu nykyisin porakoneesta, porakoneen syöttölaitteesta ja alustasta. Kokonaisuuteen kuuluu lisäksi huuhtelulaitteen toimiva kompressorit tai vesipumppu sekä apu- ja suojalaitteita. Tutkimuskairauksissa käytetään pääasiassa tavanomaista porakonetta tai hydraulista monitoimikairaa, jossa isku- ja pyöritysosat ovat maanpinnalla ja porakruunu liitetään koneeseen jatkotankojen avulla. Harvinaisempi porakonetyyppi on uppoporakone, jossa pyöritysosa on maanpinnalla, mutta iskuosa porakruunun yhteydessä reiän pohjalla. (SGY 1986, s. 3.)

3.6 Laboratoriokokeet

3.6.1 Yleistä

Pohjatutkimuskairausten lisäksi maaperän ominaisuuksia määritetään maanäytteillä ja niille tehtävillä laboratoriokokeilla. Maanäytteistä ja erilaisista laboratoriokokeista voidaan usein saada huomattavasti tarkempaa tietoa maaperän ominaisuuksista. Lisäksi monien kairausten tulkinnot jo itsessään edellyttävät, että maalaji on tunnistettu erikseen maanäytteestä. Maasta otettavat näytteet jaetaan karkeasti häiriintyneisiin ja häiriintymättömiin maanäytteisiin, joskin kaikki näytteet ovat käytännössä jonkin verran häiriintyneitä (Mäkinen 1985, s. 162). Seuraavissa kappaleissa kerrotaan tarkemmin maanäytteiden otosta, niiden analysoinnista sekä muutamista laboratoriokoetyypeistä ja niiden toteutuksesta.

3.6.2 Häiriintyneiden näytteiden ottaminen

Häiriintyneiden näytteiden ottaminen on häiriintymättömiä näytteitä helpompaa ja edullisempaa, mistä syystä valtaosa tavanomaisten tutkimuskohteiden näytteistä otetaan häiriintyneinä maanäytteinä. Häiriintyneessä maanäytteessä maan ainesosat ovat alkupe-
räisessä suhteessaan tallessa, mutta maan sisäinen rakenne on rikkoutunut. Häiriintyneistä näytteistä voidaan jokseenkin luotettavasti määrittää maalajin rakeisuus ja vesipitoisuus. (SGY 1984, s. 3).

Häiriintyneitä maanäytteitä voidaan ottaa lukuisilla erilaisilla menetelmillä. Savimaille parhaiten sopivia näytteenottomenetelmiä ovat koekuoppa, kierrekaira, kannukaira ja pienoismäntäotin (SGY 1983, s. 58). Kuivakuorisavesta häiriintyneitä näytteitä voidaan ottaa myös avoimella putkiottimella (kuva 13a). Koekuopan kaivussyvyys on yleensä maksimissaan noin 3...4,5 metriä. Koekuopasta saatavien erittäin luotettavien maanäytteiden lisäksi koekuoppa toimii myös ns. koekaivantona, jonka kaivun aikana voidaan saada tärkeitä tietoja muun muassa maapohjan kaivettavuudesta ja pohjaveden vaikutuksesta kaivantojen seinämien pystyssä pysymiseen. Korjauskohteissa koekuoppa on lähes aina tarpeellinen.

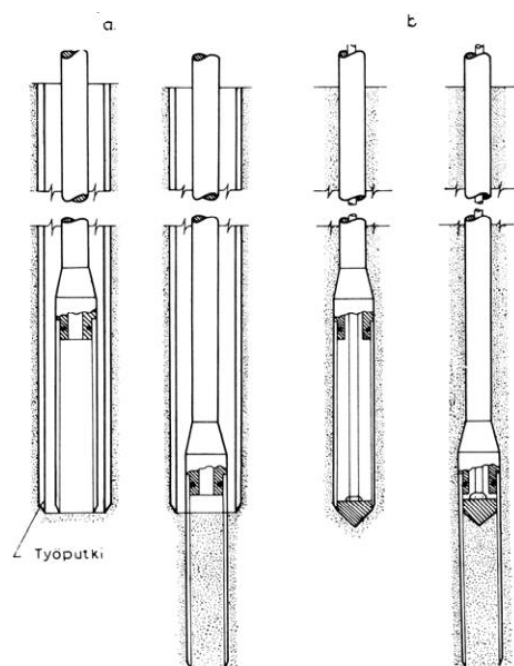
Kierrekaira muodostuu kierreottimesta, siihen kiinnitettävistä jatkotangoista ja tankojen yläpäähän asennettavasta vääntövarresta. Ennen näytteenottoa kierrekairalla maanpinnasta poistetaan humus ja muu irtonainen maa. Kierrekairaa pyöritetään joko käsin tai koneellisesti ja kiertämisen jälkeen sen syvyys mitataan. Ottimen noston jälkeen näyte irrotetaan ottimesta ja laitetaan esim. muovipussiin laboratorioon lähetystä varten. Näytepusi tulee sulkea mahdollisimman nopeasti, jotta näytteen vesipitoisuus ei pääsisi muuttumaan. Kierrekairaa käytettäessä tulee ottaa huomioon se, että kun kairaa nostetaan ylös, saattaa näytteeseen sekoittua ylempien maakerrosten ainesta. Jos esimerkiksi savikerroksesta otetun näytteen pintaosaan on sekoittunut ylempien kerrosten silttiä tai hiekkaa, tulee näytteen pinnasta poistaa muut maa-ainekset todenmukaisten laboratoriokoetulosten varmistamiseksi. (SGY 1984, s. 4.)

Kannukairan rakenne on kuin kierrekairassa, mutta kierreottimen tilalla on kannuotin. Savimaalajeissa käytetään kevyttä kannukairaa. Ennen näytteenottoa kannukairalla, tulee maanpinnan kuivakuori- tai täyttömaakerros läpäistä esimerkiksi kierrekairalla. Kannuotin painetaan maahan suljettuna kairaa hieman myötä päivään kiertäen. Kun näytteenottosyvyys saavutetaan, kairaa kierretään vastapäivään, jolloin kannuotin avautuu ja maa ohjautuu ottimen ns. huulen avulla kannen sisälle. Mäntäottimen toimintaperiaate esitetään kappaleessa 3.6.3.

3.6.3 Häiriintymättömien näytteiden ottaminen

Hyvälaatuiset häiriintymättömät maanäytteet ovat edellytys edustavien maaparametrien määrittämiselle laboratoriossa. Häiriintymättömien maanäytteiden oletetaan vastaavan luonnontilaisen maan ominaisuuksia, jolloin niitä voidaan hyödyntää laboratoriossa suoritettaviin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia määrittäviin kokeisiin. Häiriintymättömässä maanäytteessä maan rakenne on säilynyt ehjänä, mutta sen jännitystila on muuttunut alkuperäisestä, mistä voi seurata virheitä laboratoriokokeiden tuloksissa (SGY 1984, s. 3).

Suomessa käytössä olevista menetelmistä häiriintymättömien maanäytteiden ottoon soveltuvia menetelmiä ovat näytteenotto koekuopasta tai näytteenotto mäntäkairalla (SGY 1983, s. 58). Koekuopasta häiriintymättömän maanäyte otetaan painamalla teräväreunaista sylinterinmuotoista purkkia maahan ja muotoilemalla näyte purkin muotoiseksi. Mäntäkairat (kuva 13b) puolestaan ovat erityisiä häiriintymättömien maanäytteiden ottoon kehitettyjä laitteita, jotka perustuvat terävällä leikkuureunalla varustettuun sylinteriin, jonka sulkee ja avaa sylinterissä liikuteltava mäntä. (SGY 1984, s. 6-7.)



Kuva 13. Periaatekuva näytteenotosta a) avoimella näytteenottimella (soveltuu vain kuivakuorisavelle) ja b) mäntäottimella (SGY 1984, s. 10).

Mäntänäytteenotin koostuu näytteenottoputkesta, jossa on tiivis liukupinta ja jonka alapinta on kartiomainen. Näytteenottoputki on liitetty näytteenottopäähän ja mäntä on liitetty kairatankoon. Mäntä ja näytteenotinputki lukitaan yhteen maan pinnalta käytettävillä puristimilla samalla kun näytteenotinputki työnnetään alas. (SFS-EN ISO 22475-1.) Kun haluttu näytteenottosyvyys on saavutettu, kaira ankkuroidaan maahan niin, että sen pystysuuntainen liike on estetty. Näytteenotto tapahtuu kiertämällä tangoista vastapäivään, jolloin ottimen sisempi sylinteri työntyy ulos. Kiertämisnopeuden tulee olla noin 1 kierros/s. Kun sisäsylinteri on työntynyt kokonaan ulos, nostetaan kaira mahdollisimman tasaisesti maasta nostovarsien, hydraulisen nostimen tai mekaanisen nostimen avulla. Näytteet otetaan ottimesta kiertämällä tangoista myötäpäivään, jolloin sisäsylinteri vetäytyy ulkovaipan sisään ja esille tulleet näytepurkit leikataan kuvan 14 mukaisesti irti. Näytepurkit tulee sulkea heti irrotuksen jälkeen tiiviisti kumitulpilla. (SGY 1984, s. 7.)

Suomessa yleisesti käytetyn ST II –mäntänäytteenottimen (kuva 14) heikkous on sen suuressa pinta-alasuhteessa, mistä aiheutuu näytteen häiriintymistä ennen näyteputkeen työntymistä. (Tielaitos 1998, s. 23.) Näytteiden häiriintymisriski on sitä suurempi, mitä pienempi näytteenottimen halkaisija on ja mitä paksuseinäisempi sylinteri on. Norjassa ja Ruotsissa on kehitetty suuriläpimittaisia näytteenottimia, jotka mahdollistavat korkealaatuisten näytteiden oton pehmeästä savesta. Näitä menetelmiä ei kuitenkaan ole Suomessa vielä juurikaan saatavilla. Suomessa suosittu ST II -näytteenottomenetelmä luokituu ns. pieniläpimittaisiin näytteenottimiin, joilla ei uusimpien tutkimusten mukaan voida saada käytännössä juuri koskaan erittäin korkealaatuisia näytteitä. (Mansikkamäki 2015, s. 23; Lunne et al. 2006.)



Kuva 14. Juuri maasta nostettu täysi ST II –mäntänäytteenotin sekä savinäytteen leikkaus näytteenottimesta Hannuksenpellon tutkimuskohteessa huhtikuussa 2016.

Näytteiden häiriintyminen ja huono laatu pienentävät laboratoriossa määritettävän leikkauslujuuden arvoa sekä ylikonsolidoituneen tilan jäykkyyttä. Kaikki näytteet häiriintyvät jonkin verran johtuen maanäytteessä vallitsevan jännitystilan muutoksesta, kun näyte nostetaan ylös maasta. Häiriintymisen on todettu olevan sitä suurempaa, mitä pienempi halkaisija näytteenottimella on. Häiriintyminen rikkoo saven rakennetta ja sementaation myötä muodostuneita siteitä, mikä Lunne et al. (2006) mukaan on todennäköinen syy pienentyneille leikkauslujuuksille. Myös esikonsolidaatiojännityksen on todettu olevan suurempi korkealuokkaisilla näytteillä verrattuna heikompilaatuisiin näytteisiin. Tämän seurauksena korkealaatuiset näytteet edustavat ylikonsolidoitunutta käyttäytymistä, kun taas heikompilaatuiset näytteet käyttäytyvät normaalisti konsolidoituneen saven tavoin. (Mansikkamäki 2015.) Saven tehokkaan kitkakulman on puolestaan todettu olevan riippumaton näytteenottomenetelmästä (Lunne et al. 2006).

Lunne et al. (1997) ovat kehittäneet pehmeille saviille näytteiden laatuluokituksen. Heidän tutkimuksensa mukaan häiriintymättömien näytteiden laatua voidaan arvioida alkutilan huokosluvun ja huokosluvun muutoksen suhteen ($\Delta e/e_0$) avulla taulukon 1 mukaisesti. Ödometrikokeesta vastaava suhdeluku voidaan ilmaista pystymuodonmuutoksen ja vesipitoisuuden avulla.

Taulukko 1. Näytteen laadun eli häiriintymättömyyden arviointimenetelmä perustuen huokosluvun muutokseen (Lunne et al. 1997).

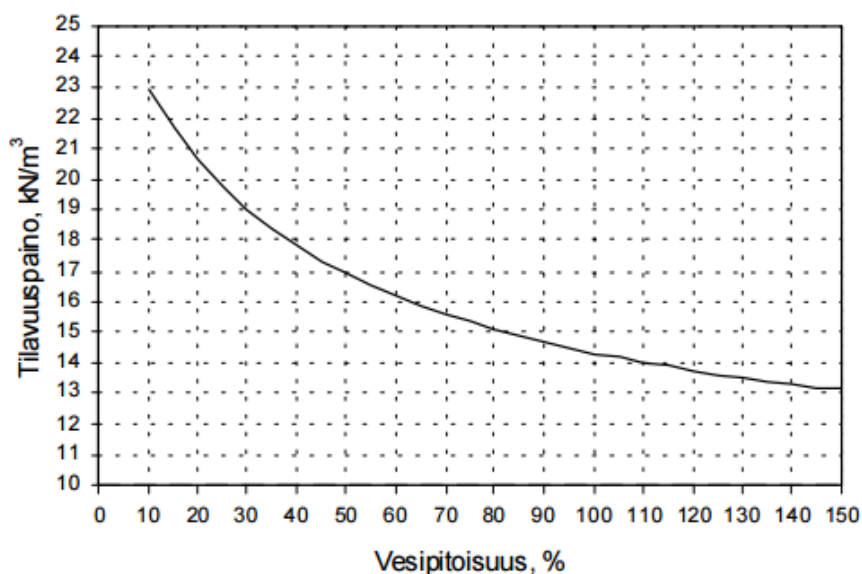
| $\Delta e/e_0$ | Näytteen luokitus |
|----------------|--------------------|
| < 0,04 | Erittäin hyvä |
| 0,04...0,07 | Hyvä / kohtalainen |
| 0,07...0,14 | Huono |
| > 0,14 | Erittäin huono |

3.6.4 Luokituskokeet

Maanäytteille suoritettavilla erilaisilla luokituskokeilla määritetään näytteen luokitusominaisuuksia, joita voidaan hyödyntää maan ominaisuuksia arvioitaessa ja laskentaparametrien alustavassa arvioinnissa (Lojander 1985). Tärkeimpiin maanäytteistä määritettäviin luokitusominaisuuksiin lukeutuvat rakeisuus, humuspitoisuus, kiintotiheys, tilavuuspaino, vesipitoisuus ja sensitiivisyys.

Tavallisesti kaikista näytteistä määritetään vesipitoisuus ja silmämääräinen maalajiarvio, mikä on helpointa tehdä kuivatusta näytteestä. Vesipitoisuus määritetään tyypillisesti kuivatusmenetelmällä, jossa luonnonkostea maanäyte punnitaan ja kuivatetaan lämpökaapissa tai uunissa. Tyypillinen kuivatuslämpötila on noin 105 astetta, mikä riittää haihduttamaan normaalin veden maanäytteestä. Suurempi lämpötila pyrkisi irrottamaan kivirakeista ns. kidevettä, mikä johtaisi virheelliseen tulokseen. Kuivatuksen jälkeen näyte punnitaan, jolloin poistuneen veden painon ja kuivan näytteen painon suhteesta saadaan näytteen vesipitoisuus.

Veden kyllästämässä tilassa olevan hienorakeisen maakerroksen tilavuuspainoa voidaan arvioida maakerroksen vesipitoisuuden perusteella kuvan 15 mukaisesti. Kuvaajassa maa-aineksen kiintotiheydeksi on oletettu $2,7 \text{ t/m}^3$. (Tiehallinto 2001.)



Kuva 15. Veden kyllästämien hienorakeisten maalajien tilavuuspainon arviointi vesipitoisuuden perusteella (Tiehallinto 2001).

Hienorakeisille maanäytteille, joista halutaan tarkempia rakeisuustietoja, tehdään tyypillisesti areometrikoe. (Tielaitos 1998, s. 24.) Areometrikoe on erityisesti hienorakeisten maalajien rakeisuuden määrittämiseen käytetty menetelmä, jonka avulla voidaan määrittää todellinen raekokojakauman mukainen maalaji sekä näytteen humuspitoisuus. Areometrikoe perustuu Stokesin lakiin. Stokesin lain mukaan tietyn tiheyksisen kappaleen vajoamisnopeus nesteessä määräytyy kappaleen halkaisijan toisen potenssin, kappaleen tiheyden, nesteen tiheyden sekä nesteen viskositeetin mukaan.

3.6.5 Ödometrikoe

Ödometrikoe on yleisin maan kokoonpuristuvuusominaisuuksien tutkimiseen käytetty menetelmä. Kokoonpuristuvuusominaisuuksia tutkittaessa pyritään selvittämään minkälaisia painumia ulkoinen kuormitus aiheuttaa luonnontilaisessa maakerrostumassa. Koska ödometrikokeessa halutaan mahdollisimman hyvin luonnontilaa vastaavia tuloksia, tulee tutkimukset suorittaa häiriintymättömille maanäytteille.

Ödometrikokeessa kuormitetaan noin 20 mm korkuista sylinterinmuotoista maanäytettä sylinterin akselin suuntaisella pystysuoralla jännityksellä niin, että näytteen vaakasuuntainen muodonmuutos on estetty näytettä ympäröivällä teräsrenkaalla. Kokeen aikana näyte on upotettuna vesialtaaseen ja huokosvesi pääsee tavallisesti poistumaan näytteestä huokoisten päätylevyjen läpi. Ödometrikoe voidaan suorittaa joko perinteisenä portaittaisena kokeena tai jatkuvapuristeisena kokeena.

Portaittaisessa ödometrikokeessa kuormitusta lisätään yleensä vuorokauden välein. Kokoonpuristuvuushavaintoja näytteestä tehdään pitenevin aikavälein, CENin teknisen spesifikaation CEN ISO/TS 17892-5 mukaan suositellut aikavälit olisivat 0, 10, 20, 30, 40, 50 s, 1, 2, 4, 8, 15, 30 min, 1, 2, 4, 8, 24 h. Portaittaisessa ödometrikokeessa kuormitusta lisätään usein kaksinkertaiseksi edelliseen kuormitusportaaseen nähden. Kunkin kuormitusportaan lopussa tehdyistä havainnoista saadaan yhteys kuormituksen ja näytteen kokoonpuristuvuuskäyttäytymisen välille. (Rantamäki et al. 2008, s. 148.) Portaittainen ödometrikoe voidaan tehdä joko huokospaineohjautuvana kokeena tai perinteisenä vakioportaittaisena kokeena (Tielaitos 1998, s. 26).

Perinteisen portaittaisen ödometrikokeen rinnalle on viime vuosikymmeninä kehitetty jatkuvapuristeisia ödometrikokeita, jotka mahdollistavat portaattoman ödometrikokeen. Näillä uusilla koetyypeillä on pyritty lyhentämään kokeiden vaatimaa aikaa sekä helpottamaan niiden toteutusta automatisoinnilla. Portaattomia ödometrikokeita on useita eri tyyppisiä, näistä kuitenkin Suomessa ylivoimaisesti eniten käytetty on CRS-koetyyppi (Jääskeläinen 2011, s. 124). Myös tämän työn lähtöaineistoina käytetyt ödometrikokeet on tehty CRS-kokeella.

Vakionmuodonmuutoskokeessa (CRS) maanäytettä puristetaan kokoon vakionopeudella. Aksiaalisen muodonmuutosnopeuden arvo määräytyy maalajin mukaan. Esimerkiksi lihavalle savelle ja liejulle vakionopeuden tulisi olla alle 0,0015 mm/min ja laihalle savelle noin 0,0015...0,0025 mm/min (Liikennevirasto 2012). Tutkimusten mukaan CRS-koe ei sovi kovin hyvin vahvasti ylikonsolidoituneille maanäytteille (Tielaitos 1998, s. 26).

Saven reologisesta luonteesta johtuen ödometrikokeiden kuormitusnopeus vaikuttaa maanäytteeseen vaikuttavan kuormituksen ja vastaavan kokoonpuristuman vuorosuhteeseen (Tiehallinto 2001). Jatkuvapuristeisella CRS-kokeella saadaan yleensä liian suuria konsolidaatiojännityksen arvoja. Virhe konsolidaatiojännityksen arvossa on sitä suurempi, mitä suurempaa muodonmuutosnopeutta CRS-kokeessa käytetään. (Tielaitos 1998, s. 27.) Jatkuvapuristeisella ödometrikokeella saatua konsolidaatiojännityksen arvoa voidaan redusoida esimerkiksi empiirisellä, muodonmuutosnopeuteen perustuvalla menetelmällä kaavojen 22 ja 23 mukaisesti (Tielaitos 1994, s. 34; Lojander & Lämsä 1994). Konsolidaatiojännitys halutaan tyypillisesti redusoida vastaamaan portaittaisen ödometrikokeen muodonmuutosnopeutta, jolloin CRS-kokeessa käytetty nopeus tulee jakaa nopeudella $\varepsilon_{laskenta} = 10^{-7}$ ja osamäärä kohottaa potenssiin B , mikä on suositusten mukaan 0,0728.

$$k = \left(\frac{\varepsilon_{koe}}{\varepsilon_{laskenta}} \right)^B \quad (22)$$

$$\sigma'_{p\ laskenta} = \frac{\sigma'_{p\ koe}}{k} \quad (23)$$

missä ε_{koe} on CRS-ödometrikokeen muodonmuutosnopeus konsolidaatiojännityksen kohdalla [1/s]
 $\varepsilon_{laskenta}$ on muodonmuutosnopeus, jota vastaavaksi tulos halutaan redusoida [1/s]
 $\sigma'_{p\ koe}$ on kokeesta määritetty konsolidaatiojännitys [kPa]
 $\sigma'_{p\ laskenta}$ on laskennassa käytettävä konsolidaatiojännitys [kPa]
 B on sovituskäyrän parametri [-]
 k on korjauskerroin (yleensä $k > 1$) [-]

Konsolidaatiojännityksen redusoinnin yhteydessä myös moduulilukua m korjataan yhtälön 24 mukaisesti. Jännityseksponentin β arvoa ei redusoida (kaava 25). (Lojander & Länsivaara 1994.)

$$m_{laskenta} = m_{koe} \cdot k^{-\beta_{koe}} \quad (24)$$

$$\beta_{laskenta} = \beta_{koe} \quad (25)$$

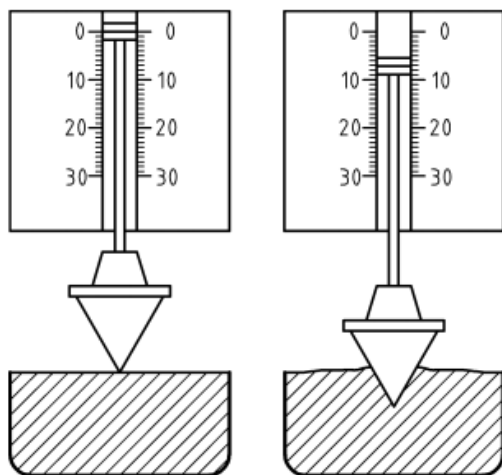
missä m_{koe} on kokeesta määritetty moduuliluku [-]
 $m_{laskenta}$ on laskennassa käytettävä moduuliluku [-]
 β_{koe} on kokeesta määritetty jännityseksponentti [-]
 $\beta_{laskenta}$ on laskennassa käytettävä jännityseksponentti [-]

3.6.6 Kartiokoe

Kartiokoe on Pohjoismaissa perinteisesti suosittu kokemusperäinen menetelmä saven leikkauslujuuden määrittämiseen. Koe suoritetaan häiriintymättömälle maanäytteelle niin, että näytteen pintaa hipomaan asetetaan pieni kartio, jonka annetaan pudota vapaasti (kuva 16). Näytteeseen uponneen kartion painuma mitataan ja painumaa vastaava maan leikkauslujuus saadaan kokemusperäisten taulukoiden ja käyrästöjen avulla. (Lojander 1985, s. 110-111.)

Kartiokoe suoritetaan neljällä erilaisella kartiolla, joissa kärkikulma on 30...60° ja massa vaihtelee välillä 10...400 grammaa. Käytettävän näytteen tulee olla vähintään 5 mm oletettua kärjen painumaa suurempi. Pudotuskoe suoritetaan useita kertoja näytteelle, jolloin jokaisen koepisteen tulee olla vähintään 7 mm etäisyydellä näytteen ulkoreunasta ja 14 mm etäisyydellä toisista testipisteistä. Kokeen tuloksena saadut suljetun leikkauslujuuden arvot ovat yleensä yhdenmukaisia vastaavien siipikairauksista määritettyjen tulosten kanssa. (CEN ISO/TS 17892-6.)

Kartiokoe tehdään usein myös häiriintyneelle näytteelle, jolloin häiriintymättömällä ja häiriintyneellä näytteellä saatuja tuloksia vertailemalla voidaan määrittää maan häiriintymisherkkyys eli sensitiivisyys kappaleessa 2.3.6 esitetyn kaavan 9 mukaisesti. (Ronkainen 2012, s. 44). Kartiokokeella voidaan kokemuseräiseen yhteyteen perustuen määrittää myös hienorakeisten maalajien hienousluku F . Hienousluku on se vesipitoisuus, jossa 60g ja 60° kartio painuu täysin häiriintyneeseen näytteeseen 10 mm. (Ronkainen 2012, s. 41.) Hienousluku on likimääräisesti sama kuin Casagranden koputuskojeesta saatava juoksuraja (SGY 1985).



Kuva 16. Kartiokokeen suoritusperiaate (CEN ISO/TS 17892-6).

4 Laskentamenetelmät

4.1 Yleistä

GeoCalc-laskentaohjelman painumalaskentamoduuli perustuu Teknillisen korkeakoulun kehittämään SETTLE-laskentaohjelmaan (Vianova 2012, s. 3). SETTLE-laskentaohjelmassa huokosveden ylipaineen muodostumisen laskenta perustuu Terzaghin yksiulotteiseen konsolidaatioyhtälöön. GeoCalcissa Terzaghin perusteoriaa on muokattu niin, että ajan mukaan muuttuvat kuormat voidaan ottaa huomioon. (Vepsäläinen & Takala 2004, s. 2.)

GeoCalcissa on viisi valinnaista materiaaalimallia primaarisen konsolidaation määrittämiseen. Nämä menetelmät ovat tangenttimoduulimenetelmä (Ohde-Janbu), kokoonpuristuvuusindeksimenetelmä, Helenelundin ja Janbun vesipitoisuusmenetelmät sekä ruotsalainen painumalaskentamenetelmä. Tämän työn painumalaskennoissa on käytetty tangenttimoduulimenetelmää. Seuraavissa kappaleissa esitellään tarkemmin perinteinen tangenttimoduulimenetelmä ja CRS-ödometrikokeen tuloksiin perustuva ruotsalainen painumalaskentamenetelmä.

4.2 Tangenttimoduulimenetelmä

Tangenttimoduulimenetelmä on painumalaskelmissa käytetty laskentamenetelmä, joka perustuu ödometrikokeista saataviin, maan kokoonpuristuvuusominaisuuksia kuvaaviin parametreihin. Näitä parametreja ovat moduuliluku m ja jännityseksponentti β . Tangenttimoduulimenetelmässä maan käyttäytymistä kuvataan vaikutuksen ja vasteen suhteena laskettavan vastuksen avulla. Janbun tangenttimoduulimenetelmässä maan vastus on tangenttimoduuli M . Maan epälineaarista käyttäytymistä kuvaavaksi tangenttimoduulin yhtälöksi Janbu (1963) on esittänyt seuraavan yhtälön:

$$M = m\sigma_a\left(\frac{\sigma'}{\sigma_a}\right)^{1-\beta} \quad (26)$$

missä m on moduuliluku [-]
 β on jännityseksponentti [-]
 σ' on tehokas kokonaisjännitys [kPa]
 σ_a on referenssijännitys [kPa]

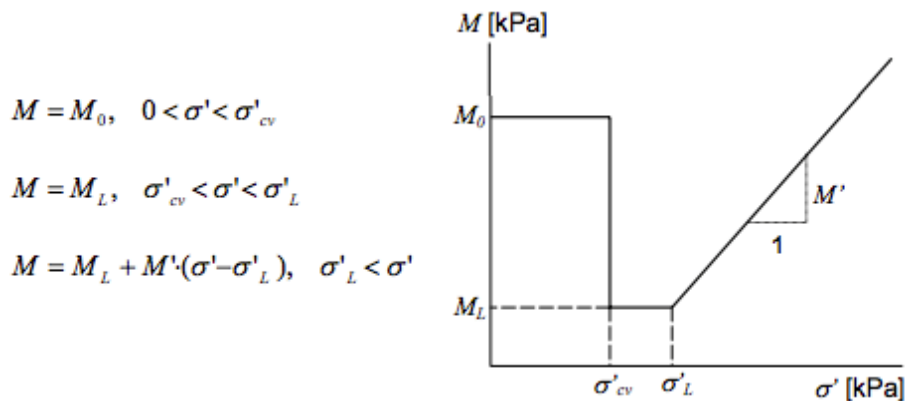
Tangenttimoduulimenetelmä on ollut suosittu laskentamenetelmä ja siitä on saatu vuosien varrella paljon kokemuksia. Kokemusten myötä menetelmässä on huomattu myös monia virhemahdollisuuksia. Erityisesti huonoja kokemuksia on tullut liittyen laskelmien tuloksena saatuihin epärealistisen suuriin painumiin. Suurin osa virheellisistä tuloksista johtuu kuitenkin menetelmän virheellisestä soveltamisesta eikä niinkään menetelmän puutteista.

Yleisimpiin virheisiin kuuluu laskentaparametrien syöttäminen yleisinä arvoina sen sijaan, että huomioitaisiin miltä jännitysväliltä ne on määritetty. Negatiivisilla jännity-

seksponentin arvoilla tämä ongelma korostuu ja tehty virhe kasvaa sitä suuremmaksi, mitä suurempi käytetyn negatiivisen jännityseksponentin arvo on. Toinen yleinen virhe liittyy esikonsolidaatiojännityksen antamiseen ylikonsolidaatioasteen (OCR) avulla, mikä johtaa yleensä virheelliseen esikonsolidaatiojännityksen syvyysriippuvuuteen. (Länsivaara 2000, s. 12.)

4.3 Ruotsalainen painumalaskentamenetelmä

Ruotsalainen painumalaskentamenetelmä pohjautuu Janbun tangenttimoduulimenetelmään eroten siitä ainoastaan tangenttimoduulin kuvaamiseen käytettävien yhtälöiden osalta. Ruotsalaisessa painumalaskentamenetelmässä hyödynnetään CRS-ödometrikokeiden jatkuvaa kokoonpuristuvuusmoduulikuvaajaa. (Länsivaara 2000, s. 28.) Ruotsalaisessa menetelmässä tarvittavat parametrit määritetään CRS-kokeen tuloksena saadulta kokoonpuristuvuusmoduulikäyrältä, joka jaetaan kuvan 17 mukaisesti kolmeen osaan. Ylikonsolidoituneelle osalle määritetään vakiomoduuli M_0 , esikonsolidaatiojännityksen σ'_{cv} ja rajajännityksen σ'_L väliselle alueelle määritetään vakiomoduuli M_L ja rajajännityksen ylittävälle alueelle käytetään lineaarisesti kasvavaa moduulia M' .



Kuva 17. Ruotsalaisen painumalaskentamenetelmän kokoonpuristuvuusmoduulikuvaaja ja parametrien määrittäminen (Länsivaara 2000, s. 28).

4.4 Helenelundin vesipitoisuusmenetelmä

Vesipitoisuusmenetelmät ovat puolilogaritmisiin laskentamenetelmiin kuuluvan kokoonpuristuvuusindeksimenetelmän eräs sovellutus. Vesipitoisuusmenetelmistä Suomessa tunnetuin ja eniten käytetty on Helenelundin vesipitoisuusmenetelmä. (Länsivaara 2000, s. 37-38.) Helenelundin vesipitoisuusmenetelmässä kokoonpuristuvuusindeksin C_c ja maan vesipitoisuuden välille oletetaan kaavan 27 mukainen yhteys (Helenelund 1951).

$$C_c = 0,85 \cdot \left(\frac{w}{100}\right)^{1,5} \quad (27)$$

missä C_c on kokoonpuristuvuusindeksi [-]
 w on maan vesipitoisuus [%]

Helenelundin vesipitoisuusmenetelmä soveltuu vain normaalisti konsolidoituneiden maakerrosten painuman laskentaan (Vepsäläinen & Takala 2004, s. 7). Lisäksi vesipitoisuuteen perustuvia konsolidaatiopainuman arviointimenetelmiä sovellettaessa tulee aina muistaa, että hienorakeisten maalajien vesipitoisuuden ja painumaparametrien väliseen yhteyteen vaikuttavat useat paikalliset ja tapauskohtaiset tekijät. Näitä tekijöitä ovat muun muassa maakerroksen rakeisuusjakauma, humuspitoisuus sekä maakerroksen syntyvaiheen aikana vallinneet sedimentoitumisolosuhteet. (Tiehallinto 2001.)

5 Tutkimuskohteet

5.1 Kerrostalokohde, Järvenpää

5.1.1 Yleistä

Ensimmäisenä laskentakohteena toimi Järvenpäässä sijaitseva, vuonna 1961 rakennettu betonirakenteinen 4-kerroksinen asuinkerrostalo. Kerrostalokohde valikoitui kiinnostavaksi esimerkkikohteeksi siksi, että rakennuksen on havaittu silminnähdessä painuneen pohjoiskulmansa suhteen. Rakennus on perustettu nykyisen hyvän rakentamistavan näkökulmasta virheellisesti, sillä talo on perustettu paksun ja pehmeän savikerroksen päälle maanvaraisen laatan varaan. Rakennus on painunut epätasaisesti, minkä oletetaan johtuvan talon pohjoispuolen korkeammasta täyttökerroksesta verrattuna talon eteläpuoleen.

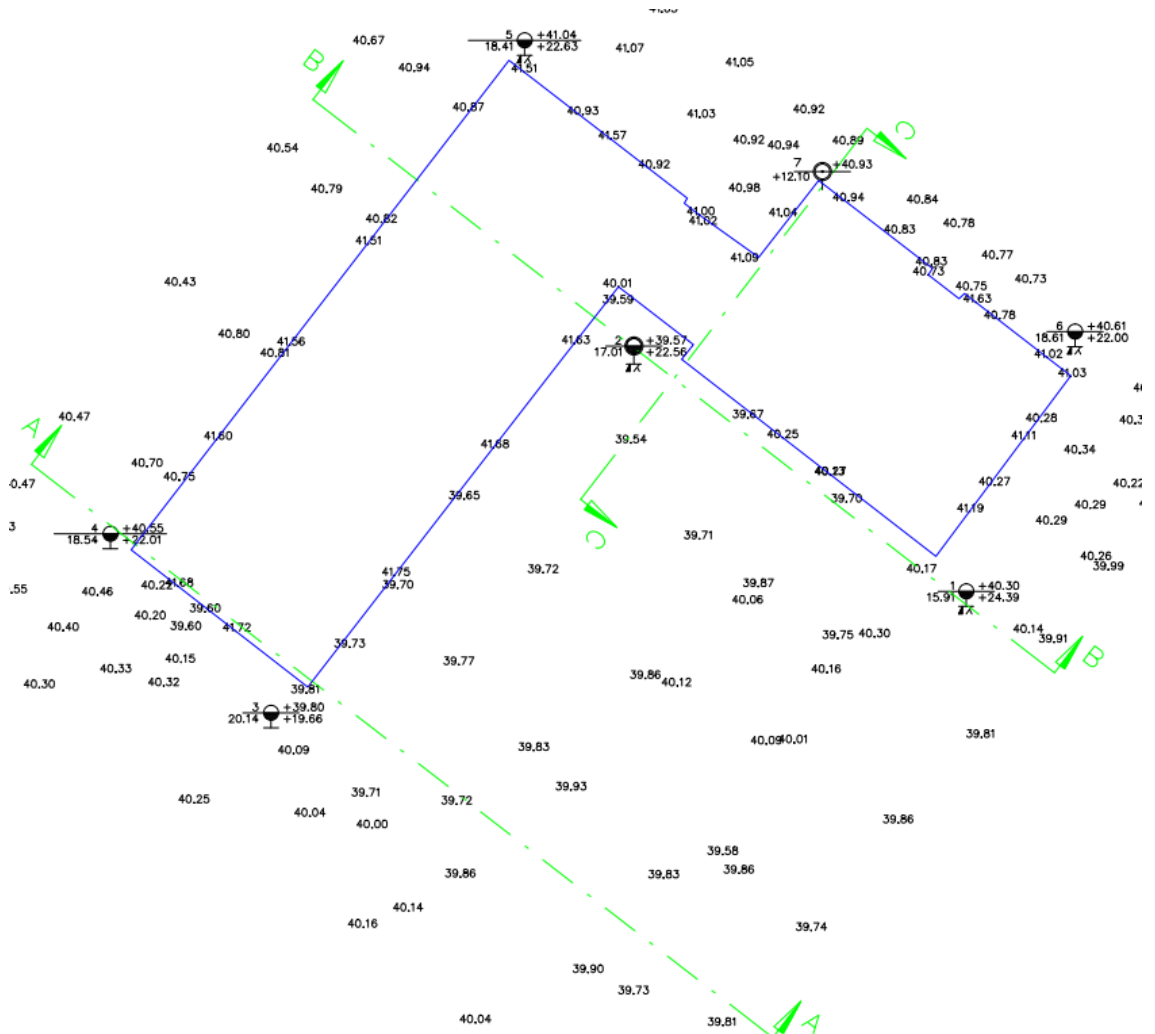
Rakennuksen vanhojen suunnitelmien mukaan talo on perustettu maanvaraisesti noin 0,3...0,4 metrin paksuisen yhtenäisen betonilaatan varaan. Suunnitelmien mukaan betonilaatta ulottuu noin 0,8 metriä talon seinälinjan ulkopuolelle jakaen rakennuksesta aiheutuvaa kuormaa hieman laajemmalle alueelle. Painumalaskelmien yhteydessä rakennuksen painosta aiheutuvaksi pohjapaineen suuruudeksi on oletettu vanhojen rakennesuunnitelmien pohjalta varovaisesti arvioimalla noin 65 kN/m² laatan alapinnassa. Rakennuksen piha-alueella on suunnitelmien mukaan koksikuonatäyttö, jonka paksuuden arvioidaan olevan rakennuksen eteläpuolella noin 0,8 metriä ja talon pohjoispuolella noin 2,0 metriä.

Tämän työn yhteydessä oli tavoitteena laskea painumaennuste rakennuksen tuleville painumille. Laskennan tarkkuutta mahdollisesti heikentäviä tekijöitä olivat se, että ödometrikokeissa käytetyt maanäytteet otettiin kuormitetulta alueelta sekä se, että rakennuksen pitkän aikavälin historiasta ja jo tapahtuneista painumista voitiin tehdä vain suurpiirteisiä arvioita. Laskennan lähtöaineistona käytettiin vuonna 2011 rakennuksen ympäristössä suoritettujen kairausten, niiden yhteydessä otettujen maanäytteiden sekä näytteille tehtyjen ödometrikokeiden tuloksia. Laskennan lähtöaineistoon liittyviä epävarmuustekijöitä kompensoitiin hyödyntäen vuosina 2013...2015 tehdyn painumamittausseurannan tuloksia laskentaparametrien redusoinnissa.

5.1.2 Pohjasuhteet ja –tutkimukset

Järvenpään kerrostalokohteen pohjatutkimukset koostuivat kuudesta painokairauksesta talon nurkkapisteen tuntumassa, häiriintymättömistä maanäytteistä kahdesta tutkimuspisteestä, sekä painumamittausseurannasta yhdeksässä seurantapisteesä aikavälillä 6.6.2013...9.3.2015. Tutkimuskartta on esitetty kuvassa 18. Häiriintymättömiä maanäytteitä otettiin tutkimuspisteestä 2 kahdeksalta eri syvyydeltä ja tutkimuspisteestä 7 yhdeksältä eri syvyydeltä. Kaikille näytteille tehtiin luokituskokeet maalajin ja vesipitoisuuden määrittämiseksi. Lisäksi molempien tutkimuspisteiden näytteistä valittiin

kolme edustavaa näytettä, joille tehtiin jatkuvapuristeiset CRS-ödometrikokeet Geotek Oy:n maalaboratoriossa.



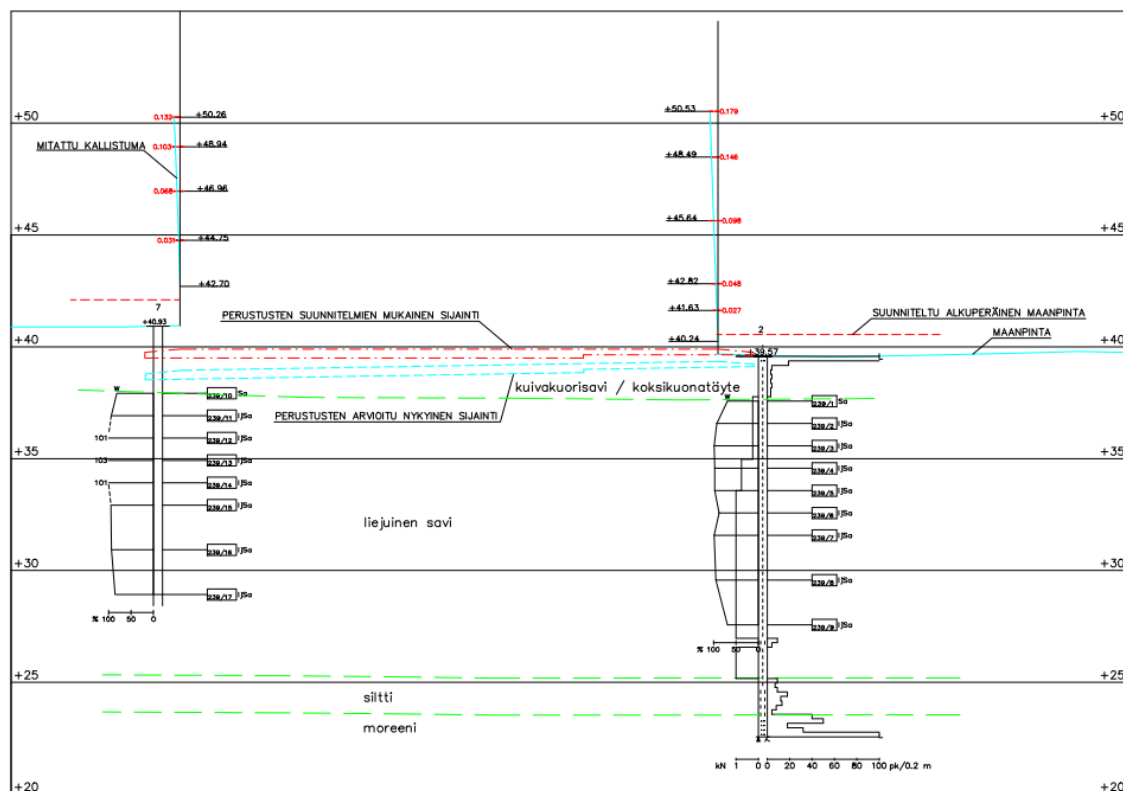
Kuva 18. Kerrostalokohteeseen tutkimuskartta. Rakennuksen ääriviivat kuvassa sinisellä. Kuva ei mittakaavassa.

Maanpinta oli tutkimushetkellä (vuonna 2011) rakennuksen eteläpuolisella, asfaltoidulla paikoitusalueella noin tasolla +39.5...+40.1 ja talon pohjoispuolisella nurmipäällysteisellä piha-alueella noin tasolla +40.8...+41.1. Vanhojen suunnitelmien mukaan maanpinnan taso olisi ollut alun perin talon eteläpuolella noin +40.6 ja talon pohjoispuolella noin +41.7.

Pohjatutkimustulosten perusteella rakennuksen ja pihatäyttöjen alla on keskimäärin noin 15 metrin paksuinen savikerros. Savikerroksen yläosassa on noin 2 metrin paksuinen kuivakuorikerros. Kuivakuorikerroksen alapuolella savi on pehmeää ja liejuista, vesipitoisuuden ollessa noin 95...100 % maa-aineksen kuivapainosta ja humuspitoisuuden ollessa noin 5 %. Alueella aiemmin tehtyjen tutkimusten perusteella pohjavedenpinnan voidaan arvioida olevan kuivakuorikerroksen alapinnassa, eli noin tasolla +38.0. Savikerroksen alapuolella on noin 1,5 metrin paksuinen siltikerros, jonka alapuolella on

kallionpintaa peittävä tiivis moreenikerros. Kairaukset pysähtyivät noin 17...20 metrin syvyydellä maanpinnasta tiiviiseen moreeniin. Pohjasuhteet tässä työssä tarkastellun leikkauksen C-C kohdalla on esitetty kuvassa 19.

LEIKKAUS C-C



Kuva 19. Pohjasuhteet ja rakennuksen arvioitu kallistuma tutkimusleikkauksen C-C kohdalla.

Pohjatutkimusten tulokset on esitetty VVJ koordinaattijärjestelmässä ja N60 korkeusjärjestelmässä. Tarkempi pohjatutkimuskartta ja pohjatutkimusleikkaukset on esitetty liitteessä 1.

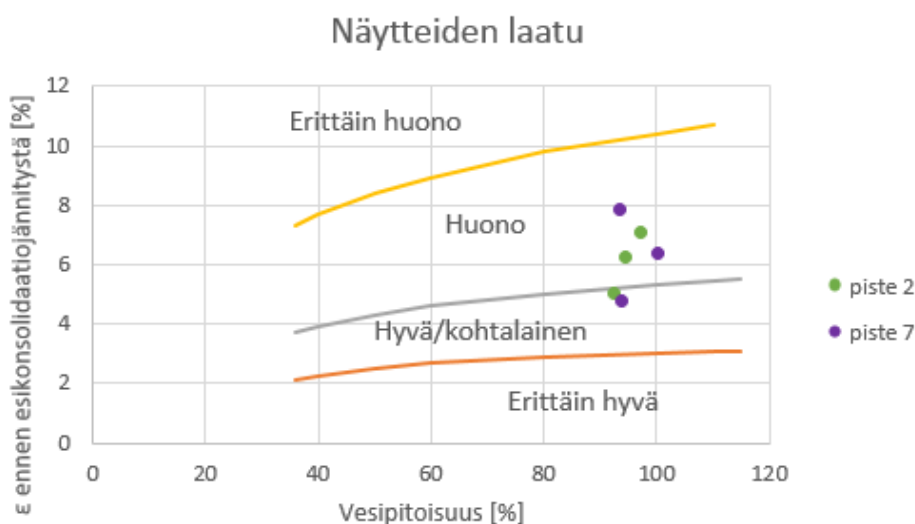
5.1.3 Laboratoriokokeet

Tutkitulta alueelta otettiin vuonna 2011 suoritettujen pohjatutkimusten yhteydessä kahdesta tutkimuspisteestä (pisteet 2 ja 7) yhteensä 17 häiriintymätöntä maanäytettä. Kaikille näytteille suoritettiin luokituskokeet, joissa määritettiin maalaji silmämääräisesti sekä vesipitoisuus. Lisäksi molemmista tutkimuspisteistä valittiin kolme edustavaa näytettä ödometrikokeisiin. Tutkimuspisteiden 2 ödometrikokeeseen valituista näytteistä määritettiin myös humuspitoisuus. Ödometrikokeisiin valittujen näytteiden luokituskokeiden tulokset sekä ödometrikokeiden tuloksista määritetyt laskentaparametrit on esitetty taulukossa 2. Ödometrikokeet suoritettiin Geotek Oy:n maalaboratoriossa jatkuvapuristeisina CRS-kokeina. Vakiomuodonmuutosnopeudella suoritettujen CRS-kokeiden koenopeudeksi valittiin lihavalle savelle ja liejulle kirjallisuudessa suositeltu arvo 0,0015 mm/min (Liikennevirasto 2012).

Taulukko 2. Laboratoriokokeiden tulokset (ödometrinäytteet).

| Kerros | Piste | Syvyys (m) | w% | γ (kN/m ²) | Humus (%) | m1 | β 1 | m2 | β 2 | σ_c (kPa) | Cv (m ² /a) |
|--------|-------|------------|-------|-------------------------------|-----------|-----|-----------|------|-----------|------------------|------------------------|
| Savi 1 | 2 | 2,9...2,95 | 92,7 | 14,72 | 5,5 | 5,3 | -0,327 | 16,2 | 0,795 | 70,8 | 0,2 |
| | 7 | 3,9...3,95 | 94,2 | 14,51 | | 4,5 | -0,517 | 22,5 | 0,581 | 71,5 | 0,2 |
| Savi 2 | 2 | 5,9...5,95 | 97,5 | 14,82 | 5,1 | 4 | -0,651 | 19,1 | 0,481 | 81,1 | 0,2 |
| | 7 | 6,9...6,95 | 100,5 | 14,63 | | 3,6 | -0,878 | 29,8 | 0,276 | 78,4 | 0,1 |
| Savi 3 | 2 | 9,9...9,95 | 94,8 | 15,77 | 4,9 | 3,4 | -0,801 | 26,2 | 0,464 | 89,7 | 0,3 |
| | 7 | 9,9...9,95 | 93,7 | 14,67 | | 2,6 | -1,09 | 27,2 | 0,438 | 91,8 | 0,2 |

Ödometrikokeisiin valittujen näytteiden laatua tutkittiin luvussa 3.6.3 esitetyn menetelmän avulla. Laatuarvioinnin tulokset on esitetty kuvassa 20. Kuvasta nähdään, että suurin osa näytteistä on arvioinnin perusteella laadultaan huonoja. Vain kaksi näytettä saavutti laatuoluokituksen ”hyvä/kohtalainen”. Nämä laadultaan parhaat näytteet olivat molemmista tutkimuspisteistä pienimmältä syvyydeltä otetut näytteet. Laatuarvioinnin tulokset tukevat aiempien tutkimusten yhteydessä (luku 3.6.3) tehtyä havaintoa siitä, että pieniläpimittaisiin näytteenottimiin lukeutuvalla ST II -mäntäottimella otetut näytteet häiriintyvät helposti ja ovat siten laadultaan heikkoja.

**Kuva 20.** Ödometrikokeisiin valittujen näytteiden laatu Lunne et al. (1999) mukaan.

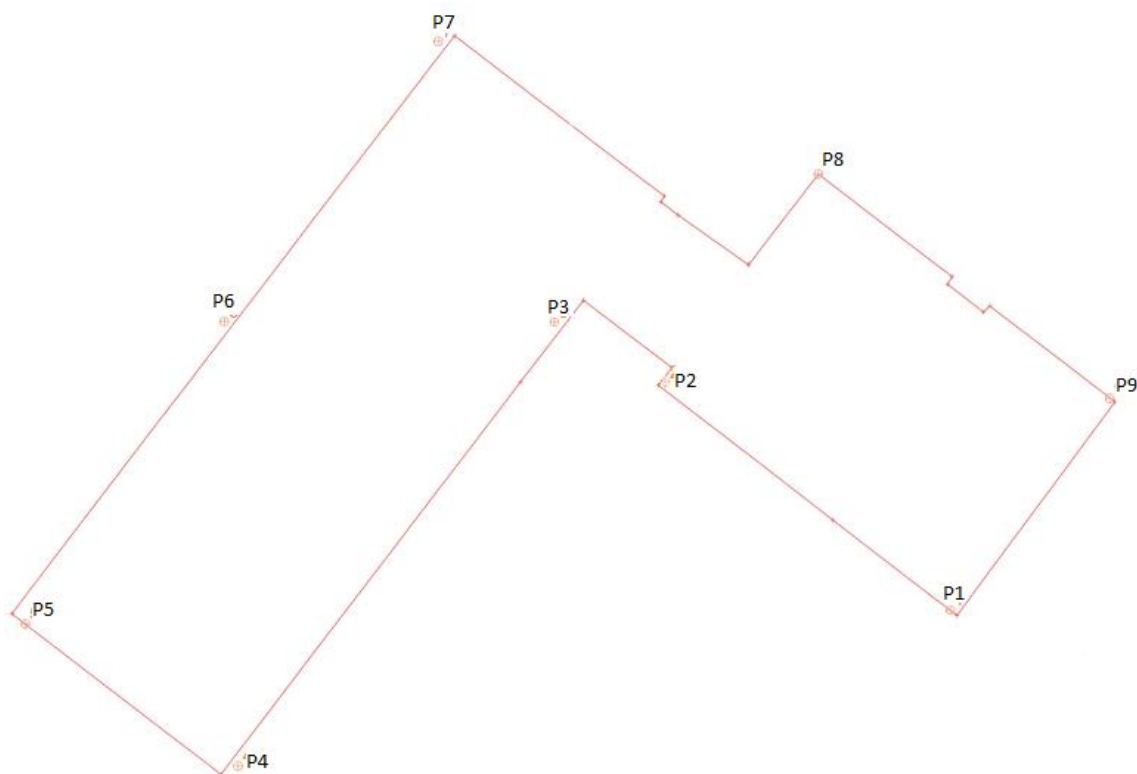
5.1.4 Painumahavainnot

Vuonna 2013 talon ulkoseinien nurkkapisteisiin asennettiin tarkkavaaituspisteet painuman kehittymisen seuraamiseksi. Painumamittausseurantapisteiden sijainnit on esitetty kuvassa 21. Painumamittauksia suoritettiin aikavälillä 6.6.2013...9.3.2015. Tällä aikavälillä painumapisteiden havaitut painumat olivat noin 4...8 mm (taulukko 3). Mittaustulosten perusteella arvioituna kahden vuoden aikana tapahtuva painuma aikavälillä 50...52 v olisi vastaavasti noin 5...9 mm. Tarkkavaaituksen mittaustarkkuudeksi arvioidaan eri tekijöistä johtuen noin 0,5...1 mm eri mittauskertojen välillä.

Taulukko 3. Painumamittausseurannan tulokset.

| Piste nro | Z [m] N60 6.6.2013 | Z [m] N60 9.3.2015 | Painuma [mm] |
|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------------|
| P1 | 40,245 | 40,238 | 7 |
| P2 | 39,895 | 39,889 | 6 |
| P3 | 40,184 | 40,180 | 4 |
| P4 | 40,282 | 40,278 | 4 |
| P5 | 40,897 | 40,893 | 4 |
| P6 | 41,202 | 41,198 | 4 |
| P7 | 41,300 | 41,295 | 5 |
| P8 | 41,328 | 41,322 | 6 |
| P9 | 41,115 | 41,107 | 8 |

Pohjatutkimusten yhteydessä vuonna 2011 rakennuksen ulkoseinien suoruus mitattiin, jolloin havaittiin talon kallistuneen suurimmillaan niin, että talon ulkoseinässä oli pystysuoraan verrattuna noin 180 mm kallistuma räystäätason korkeudella. Talon kallistuma vastaa noin 1° kallistumaa pystysuoraan nähden. Talon itäsiipi on kallistunut kohti koillista ja talon eteläsiipi on kallistunut toisaalta kohti luodetta ja toisaalta myös kohti koillista. Rakennuksen mitatun kallistuman perusteella (kuva 19) laskettiin tutkimusleikkauksessa C-C mittaushetkellä vallinnut painumaero talon itäsiiven lounais- ja koillisreunan välillä. Laskelmien mukaan vuonna 2011 painumaero talon reunapisteiden välillä leikkauksen C-C kohdalla oli noin 237 mm.



Kuva 21. Painumamittauspisteiden sijainnit talon nurkkapisteissä. Talon ääriviivat on esitetty kuvassa punaisella.

Tutkimuskohteessa vuosien 1961 ja 2011 välisenä aikana tapahtuneista painumista ei ollut käytettävissä mittaus- tai tutkimustuloksia. Tämän 50 vuoden mittaisen ajanjakson aikana tapahtuneiden painumien suuruutta pyrittiin arvioimaan vertaamalla rakennuksen alkuperäisten suunnitelmien mukaisia perustus- ja pihatasoja vuonna 2011 tehtyjen pintavaaitusmittausten tuloksiin sekä perustusten arvioituun nykyiseen sijaintiin. Vertaamalla rakennuksen alkuperäisiä suunnitelmia vuoden 2011 tilanteeseen, saatiin rakennuksen 50 vuoden aikana tapahtuneeksi painuma-arvioksi noin 800...1000 mm. Saatu painuma-arvio on kuitenkin huomattavan suuri, eikä rakennuksen ja rakenteiden nykyinen tila tue näin suuria tapahtuneita painumia. Edellä mainitun mukaiset painumat edellyttäisivät, että rakennus olisi painunut merkittävästi suhteessa ympäristöönsä ja esimerkiksi putki- ja porraskanteet olisivat vaurioituneet. Mittavia rakenteellisia vaurioita rakennuksessa ei kuitenkaan ole havaittavissa, joten on todennäköistä, että perustusten ja pihojen korot eivät ole toteutuneet suunnitelmien mukaiselle tasolle, jolloin niiden pohjalta tehty painuma-arvio on virheellinen.

Vanhoihin suunnitelmiin perustuvan painuma-arvion virheellisyys voi osaltaan selittyä myös erona korkeusjärjestelmissä. Vuonna 2011 tehdyt mittaukset tehtiin N60-korkeusjärjestelmässä, joka on vuoden 1960 maannousun mukainen. Rakennus on rakennettu juuri 1960-luvun alussa, joten on mahdollista, että alkuperäisissä suunnitelmissä on ollut käytössä myös vanhempi korkeusjärjestelmä. Yksi mahdollinen suunnitelmissä käytetty korkeusjärjestelmä on Tuusulan N43-korkeusjärjestelmä, sillä vuoteen 1951 asti Järvenpää oli Tuusulaan kuuluva kylä. Tuusulan N43-järjestelmän ja Järvenpään N60-järjestelmän välinen ero on noin 70 mm ($N60 = N43 - 70 \text{ mm}$), mikä osaltaan hieman pienentäisi suunnitelmiin pohjautuvaa painuma-arviota. Edellä mainitun mukainen ero korkeusjärjestelmissä ei kuitenkaan yksinään riitä muuttamaan vanhoihin suunnitelmiin pohjautuvaa painuma-arviota realistisiksi.

5.2 Hannuksenpelto

5.2.1 Yleistä

Hannuksenpellon tutkimuskohde sijaitsee Espoon Kaitaalla, Länsiväylän eteläpuolella viljelykäytöstä poistuneella peltoalueella. Tutkimusalueen keskellä on vanha katsastusasema sekä sen asfalttipäällysteinen paikoitusalue. Alueelle on suunniteltu rakennettavaksi liikeyhteistöjä sekä niiden laaja-alaiset paikoitusalueet. Rakentamisen edetessä nykyinen katsastusasema on suunniteltu purettavaksi. Alueen pohjoisreunassa kulkeva Länsiväylä on perustettu puupaalujen varaan. Kuvassa 22 on kuvakaappaus Google Mapsista, jossa näkyy Hannuksenpellon alue kesäaikaan ennen alueen raivausta. Kuvassa 23 näkyy alue raivauksen jälkeen toukokuussa 2016.

Tämän työn yhteydessä oli tavoitteena määrittää rakennusalueen itäosan savikon koonpuristuvuusominaisuuksia ja GeoCalc-laskennan sekä tilastollisen tarkastelun avulla määrittää sellaisen alueen raja, jossa arvioitujen painumien kannalta piha-alueiden maanvarainen perustaminen ilman pohjanvahvistusta olisi mahdollista. Alueelle suunnitteilla olevien paikoitus- ja piha-alueiden arvioidut täyttöpaksuudet ovat alustavien

suunnitelmien mukaan noin 0,5...1,0 metriä nykyisen maanpinnan yläpuolelle. Savikolle sijoittuvat paikoitusalueet on suunniteltu perustettavaksi suurimmaksi osin pilaristabiloidun maapohjan varaan. Alustavan arvion mukaan pilaristabilointia on tulossa alueelle noin 100 000 juoksumetriä (jm). Pilaristabilointi on kallista ja työlästä, joten pyrkimyksenä oli stabilointimäärien minimoimiseksi löytää painumien ja kustannusten kannalta optimaalinen raja maanvaraisen ja pilaristabiloidun maapohjan varaan perustetun pihan välille. Lisäksi tarkasteltiin esikuormituksen hyödyntämismahdollisuutta alueella sekä sen vaikutusta maanvaraisen perustamisen mahdollistavan piha-alueen laajuuteen.



Kuva 22. Ilmakuva Hannuksenpellon tutkimusalueesta ennen alueen raivausta (Google maps 2016). Tässä työssä tarkasteltiin erityisesti nykyisen katsastusaseman itäpuolista aluetta.



Kuva 23. Ilmakuva Hannuksenpellon tutkimusalueesta toukokuussa 2016 alueen raivauksen jälkeen (Geotek Oy 2016).

5.2.2 Pohjasuhteet ja -tutkimukset

Alueelta hankittiin Espoon kaupungin hallussa olleet alueen vanhat pohjatutkimustiedot, jotka sisälsivät paino- ja siipikairauksia, pohjavesihavaintoja, puristin-heijarikairauksia sekä maanäytetuloja. Uusina tutkimuksina koko rakennusalueella suoritettiin yhteensä 170 painokairausta, 10 puristin-heijarikairausta, kolme siipikairausta, häiriintynyttä näytteenottoa 16 pisteessä, häiriintymättömiä maanäytteitä kuudesta pisteestä, kuusi porakonekairausta sekä 11 CPTU-kairausta. Lisäksi alueen itäosaan asennettiin yksi pohjavedenpinnan havaintoputki.

Tutkimusalueen pohjasuhteet edustavat vaihtelevuudessaan Espoolle tyypillisiä pohjaolosuhteita. Alueen länsireunassa kallionpinta on toisaalta aivan maanpinnan tuntumassa, ja toisaalta alueen itä- ja pohjoisosissa on paksuimmillaan noin 11 metrin paksuinen pehmeä savikerros. Tämän työn kannalta kiinnostavaksi alueeksi valikoitui tontin itäosan paksun savikerroksen alue, johon on suunniteltu rakennettavaksi piha- ja paikoitusalueita.

Tarkasteluun valitulla tontin itäosaan suunnitellulla piha-alueella luonnollinen ja olemassa olevan katsastusaseman paikoitusalueen maanpinta vaihtelee noin tasovälillä +2.2...+3.6. Maanpinnassa ylimpänä on luonnontilaisella alueella ohut kasvukerros ja katsastusaseman piha-alueella ohuet täyttökerrokset. Kasvu-/täyttökerroksen alla on pehmeä savikerros, joka on ohuimmillaan tarkasteltujen leikkausten länsireunassa noin 1 metriä ja paksuimmillaan em. leikkausten itäreunassa noin 8 metriä. Piha-alueen koil-

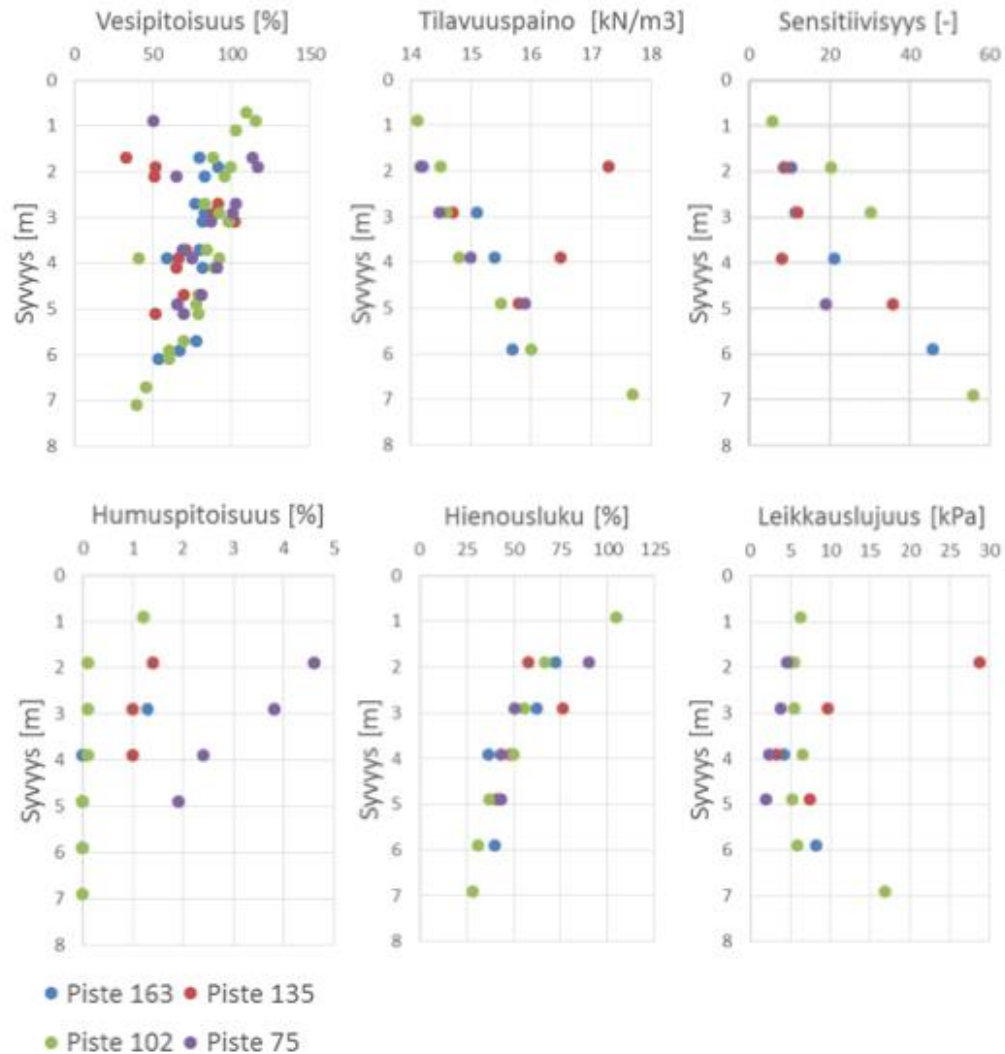
lisreunassa savikko saavuttaa maksimipaksuutensa, noin 11 metriä. Savikerroksen alla on paikoin ohut välikerros silttiä ja hiekkaa. Silttikerroksen alla on kallionpintaa peittävä tiivisrakenteinen moreenikerros. Kairaukset päättyivät tontin itäosassa 2,2...17 metrin syvyydellä maanpinnasta tiiviiseen moreeniin, siinä oleviin kiviin tai kallioon.

Alueella tehtyjen pohjavesihavaintojen perusteella pohjavedenpinta vaihtelee alueen itäosassa noin tasovälillä +2.3...+2.7, eli suhteellisen lähellä maanpintaa.

Pohjatutkimusten tulokset on esitetty ETRS GK25 koordinaattijärjestelmässä ja N2000 korkeusjärjestelmässä. Tarkastellun alueen pohjatutkimuskartta ja pohjatutkimusleikkaukset on esitetty liitteessä 3.

5.2.3 Laboratoriokokeet

Tutkitulta alueelta otettiin häiriintyneitä maanäytteitä 16 pisteestä ja häiriintymättömiä maanäytteitä 4 pisteestä. Häiriintymättömät maanäytteet otettiin ST II –mäntäottimella. Kaikista maanäytteistä määritettiin maalaji silmämääräisesti tai areometrikokeella sekä vesipitoisuus. Ödometrikokeisiin valittiin yhteensä 18 häiriintymätöntä näytettä, joille suoritettiin jatkuvapuristeinen CRS-ödometrikoe Geotek Oy:n maalaboratoriossa. CRS-kokeessa käytettiin vakiomuodonmuutosnopeutta 0,0015 mm/min. Lisäksi ödometrikokeisiin valituista näytteistä määritettiin tilavuuspaino ja humuspitoisuus sekä kartiokokeella häiriintymätön ja häiritty leikkauslujuus, sensitiivisyys ja hienousluku. Osa savinäytteistä oli niin sensitiivisiä, ettei niistä voitu lainkaan määrittää häiriintynyttä leikkauslujuuden arvoa. Luokituskokeiden tuloksia on esitetty kootusti kuvassa 24. Osa ödometrikokeiden tuloksista oli niin huonolaatuisia, että ne jouduttiin rajaamaan tarkastelun ulkopuolelle. Tulosten heikon laadun arveltiin johtuvan näytteiden häiriintymisestä, mikä voi johtua näytteen suuresta silttipitoisuudesta tai ongelmista näytteenotossa tai ödometrikokeen suorituksessa.



Kuva 24. Häiriintymättömien maanäytteiden luokituskokeiden tuloksia

5.3 Logistiikkakeskus

5.3.1 Yleistä

Kolmantena tutkimuskohteena toimi Järvenpään Lahdenväylän länsipuolelle suunnitellun uuden logistiikkakeskuksen rakennusalue (kuva 25). Rakennusalue rajautuu pohjoisreunastaan Järvenpään sisääntulotiehen. Alueen itäreuna oli tutkimushetkellä jo louhittua entistä kallioista metsäaluetta. Alueen eteläreunassa kasvoi havumetsikköä ja alueen länsi- ja luoteisosa oli tasaista viljelykäytöstä poistunutta peltoaluetta.

Rakennusalue on laaja ja pohjasuhteiltaan vaihteleva. Alueen itäosa on kalliolouhintaluetta, mutta alueen länsi- ja pohjoisosassa on kiilamaisesti länttä ja pohjoista kohti paksuneva pehmeä savikerros. Alueen eteläosaan on suunniteltu rakennettavaksi suuri logistiikkahallirakennus ja tontin pohjoisosa tulee olemaan pääasiassa asfalttipäällysteistä paikoitus- ja lastausaluetta.

Tämän työn kannalta kiinnostavaksi alueeksi valikoitui alueen luoteisosan savikolle sijoittuva piha-alue. Kohteesta saatujen määrältään vähäisten ja laadultaan heikkojen laboratoriokoetulosten johdosta painumatarkastelua päädyttiin tekemään GeoCalcin yksinkertaisemmalla laskentamenetelmällä. Laskentamenetelmäksi valikoitui Helenelundin vesipitoisuusmenetelmä.



Kuva 25. Ilmakuva logistiikkakeskuksen tutkimusalueesta. Itäreunassa kallioulouhinta-alueutta ja luoteisreunan pellolla tässä työssä tutkittua savikkoa (Google Maps 2016).

Savikolle sijoittuvat piha-alueet on suunniteltu suurelta osin perustettavaksi stabiloidun pohjamaan varaan, johtuen pihan tiukoista painumattomuuskriteereistä. Kohteessa esikuormitus voisi kuitenkin olla erityisen toimiva ratkaisu huomioiden alueen itäosan laajan louhinta-alueen, josta esikuormitusmateriaalin saaminen olisi helppoa ja kustannustehokasta. Tässä työssä tarkasteltiin pihan maanvaraisen perustamisen sekä esikuormitetun maapohjan varaan perustamisen vaihtoehtoja ja mahdollista laajuutta.

5.3.2 Pohjasuhteet ja -tutkimukset

Tutkimusalueelta hankittiin alueelta saatavissa olevat aiemmin tehtyjen pohjatutkimusten tulokset. Vanhat pohjatutkimukset sisälsivät painokairauksia, häiriintyneitä maanäytteitä, kolme siipikairausta sekä kaksi pohjavesiputkea. Myös alueen lähiympäristöstä oli saatavilla vanhoja pohjatutkimustuloksia. Uusia tutkimuksia suunnitellulla rakennusalueella tehtiin kahdessa vaiheessa. Ensimmäinen tutkimusohjelma sisälsi pohjavesiputken asennuksen alueen länsireunaan, 14 porakonekairausta, 46 kevytkairausta (paino- ja puristin-heijarikairauksia) sekä häiriintyneitä maanäytteitä kolmesta tutkimuspisteestä. Toisessa vaiheessa alueelle ohjelmoitiin lisätutkimuksia, jotka sisälsivät 25 porakonekairausta, maatutkaluotausta 15 metrin välein tehtävin linjoin (ei piha-alueella),

kevytkairauksia 112 kpl, häiriintyneitä maanäytteitä viidestä pisteestä piha-alueella sekä häiriintymättömiä maanäytteitä kahdesta pisteestä.

Rakennusalueen itäreuna on kallioulouhinta-alue. Rakennuspohjan länsireunassa on kiilamaisesti itää kohti oheneva noin 1...4 metrin paksuinen savikerros. Myös alueen pohjoisosassa on kohti pohjoista paksuneva savikerros, joka on paksuimmillaan piha-alueen keskivaiheilla noin 9 metrin paksuinen. Saven yläosassa on noin 2...3 metrin paksuinen kuivakuorikerros. Kuivakuorikerroksen suljettu leikkauslujuus on siipikairauksen perusteella keskimäärin yli 35 kPa. Siipikairauksilla mitattu saven leikkauslujuus kuivakuoren alapuolella on noin 15...20 kPa. Suurimmillaan saven vesipitoisuus on 73 % maa-aineksen kuivapainosta, mutta keskimäärin vain noin 50 %.

Tutkitulla piha-alueella luonnontilainen maanpinta vaihtelee noin tasovälillä +47...+48. Pohjaveden pinta on vaihdellut alueella aiemmin tehtyjen mittausten mukaan noin tasovälillä +45.4...+45.6. Tontin länsireunaan asennetussa uudessa pohjavesiputkessa pohjavedenpinta vaihteli marras-joulukuussa 2015 tasovälillä +45.6...+46.5.

Pohjatutkimusten tulokset on esitetty ETRS GK25 koordinaattijärjestelmässä ja N2000 korkeusjärjestelmässä. Alueen pohjatutkimuskartta ja laskennassa käytetyt pohjatutkimusleikkaukset on esitetty liitteessä 5.

5.3.3 Laboratoriokokeet

Tutkimusalueen luoteisreunasta otettiin häiriintymättömiä näytteitä kahdesta tutkimuspisteestä ST II -mäntäottimella. Lisäksi alueelta otettiin häiriintyneitä maanäytteitä yhteensä kahdeksasta tutkimuspisteestä. Kaikille näytteille suoritettiin maalajimääritys silmämääräisesti sekä vesipitoisuusmääritys. Lisäksi osalle näytteistä suoritettiin rakeisuusmääritys. Häiriintymättömille savinäytteille suoritettiin yhteensä kolme kappaletta jatkuvapuristeisia CRS-ödometrikokeita. Ödometrikokeiden tulokset olivat kuitenkin niin heikkolaatuisia, ettei niitä voitu hyödyntää laskennassa. Tulosten epärealistisuuden pääteltiin johtuvan todennäköisesti näytteiden suuresta siltipitoisuudesta, näytteiden mahdollisesta häiriintymisestä ja/tai häiriöistä koejärjestelyissä. Muihin tutkimuskohteisiin verrattuna logistiikkakeskuksen saven vesipitoisuus oli alhaisempi ja se oli rakeisuudeltaan karkeampaa. Nämä ominaisuudet tekevät savesta häiriintymisherkemmän, mikä vaikeuttaa muun muassa esikonsolidaatiojännityksen havaitsemista ja voi osaltaan aiheuttaa virheitä ödometrikokeiden tuloksiin (Länsivaara 2000, s. 9).

6 Painumalaskelmat

6.1 Käytetyt laskentamenetelmät

Laskennat suoritettiin Novapointin GeoCalc-laskentaohjelmalla. Hannuksenpellon kohdessa sekä Järvenpään kerrostalokohdessa alustavat painumalaskennat suoritettiin Ohde-Janbun tangenttimoduulimenetelmällä. Tangenttimoduulimenetelmän laskenta suoritettiin suoraan CRS-ödometrikokeesta määritetyillä laskentaparametreilla sekä vertailulaskelma CRS-kokeen redusoiduilla parametreilla. Laskentaan, jossa on käytetty redusoituja esikonsolidaatiojännityksen ja moduuliluvun arvoja, viitataan seuraavissa kappaleissa nimellä ”redusoitu tangenttimoduulimenetelmä”. Koska tangenttimoduulimenetelmä helposti yliarvioi painumia (Länsivaara 2000), tehtiin edellä mainituissa kohteissa lisäksi vertailulaskelmat ruotsalaisella painumalaskentamenetelmällä. Järvenpään logistiikkakeskuksen laskenta suoritettiin laboratoriokoetulosten pienen määrän ja heikon laadun johdosta yksinkertaisemmalla vesipitoisuusmenetelmällä. Vesipitoisuusmenetelmä ei tyypillisesti sovellu suomalaisille korkean vesipitoisuuden saviille (Länsivaara 2000). Järvenpään logistiikkakeskuksesta otettujen savinäytteiden vesipitoisuus oli kuitenkin suhteellisen alhainen, noin 50 % maa-aineksen kuivapainosta. Laskentamenetelmien teoria on esitetty luvussa 4. GeoCalc-painumalaskelmien täydelliset tulokset on esitetty liitteissä 2 (kerrostalokohde), 4 (Hannuksenpelto) ja 6 (logistiikkakeskus).

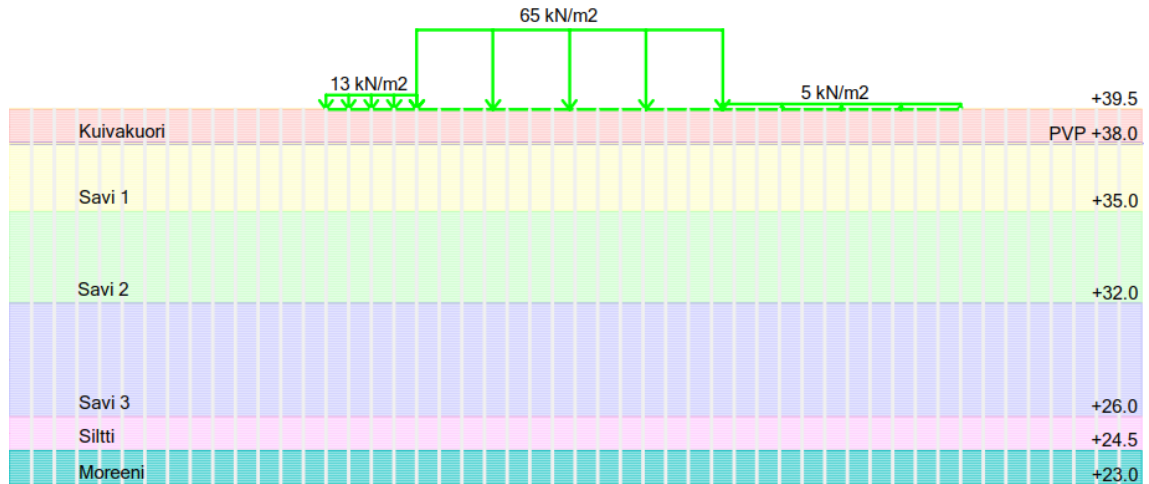
6.2 Kerrostalokohde, Järvenpää

6.2.1 Yleistä

Kerrostalokohteen painumalaskennat suoritettiin C-C poikkileikkauksesta (kuva 19). Tarkastelu päädyttiin suorittamaan yleisesti vain yhden leikkauksen osalta, sillä pohjatutkimusten perusteella pohjasuhteet rakennuksen alueella ovat hyvin tasalaatuiset sekä rakennuksen kahden eri siiven poikkileikkaukset ja niiden ympärystäytöt vastaavat toisiaan suoritettujen laskennan kannalta riittävällä tarkkuudella. Kairausten ja luokituskokeiden tulosten perusteella tehtiin kerrosjako, joka on esitetty kuvassa 26. Kuivakuorikerroksen alapuolinen, hyvin vesipitoinen savikerrostuma on kohteen painumien kannalta merkittävin maakerros, joten se jaettiin laskennan tarkkuuden parantamiseksi kolmeen eri laskentakerrokseen. Näiden kolmen savikerroksen laskentaparametrit määritettiin ödometrikokeiden tuloksista. Kuivakuorikerroksen sekä saven alapuolisen silttikerroksen parametrit määritettiin taulukkoarvoihin perustuvina varovaisina arvioina. Moreenikerros jätettiin laskennassa huomiotta, koska sen vaikutus tutkittuihin painumiin on merkityksettömän pieni.

Maapohjaan kohdistuva kuormitus määritettiin rakennuksen osalta tasaisena 65 kN/m^2 pohjapaineena. Rakennuksen pohjoispuolisen koksikuonatäyttökerroksen aiheuttamaksi kuormitukseksi arvioitiin 13 kN/m^2 ja eteläpuolisen täytön kuormaksi 5 kN/m^2 . Täytön aiheuttamat arvioidut kuormitukset perustuivat oletukseen, että täytön tilavuuspaino

on koksikuonalle kirjallisuudessa esitetty $6,5 \text{ kN/m}^3$. Pohjavedenpinnan taso määritettiin kuivakuorikerroksen alapinnan tasolle eli 1,5 metrin syvyydelle maanpinnasta.



Kuva 26. GeoCalc-laskennan kerrosjako ja geometria (leikkaus C-C).

Painumalaskenta suoritettiin GeoCalc-laskentaohjelmalla käyttäen tangenttimoduulimenetelmää sekä ruotsalaista painumalaskentamenetelmää. Ödometrikokeista määritettyjen laskentaparametrien laatua heikensi se, että ne suoritettiin tilanteessa, jolloin savikerroksissa oli jo tapahtunut rakennuksen ja pihatäyttöjen aiheuttamaa merkittävää konsolidaatiopainumaa. Rakennuksen ja pihatäyttöjen kuormituksesta aiheutuneella saven lujittumisella voi olla vaikutusta ödometrikokeista määritetyn esikonsolidaatiojännityksen arvoon. Koska luotettavampaa tutkimusaineistoa ei ollut käytettävissä ja koska toisaalta savikerroksissa ennen rakentamista vallinneen ylikonsolidaation oletettiin olleen merkittävä (olosuhteisiin nähden vähäiset painumat), päädyttiin savikerrosten ylikonsolidaation POP-arvot määrittämään ödometrikokeiden tuloksista. Toisaalta tätä valintaa tukee myös se, että laskentaparametreja redusoiitiin vastaamaan painumamittauksessa havaittuja painuma-arvoja.

Kokeilumielessä suoritettiin vertailulaskenta myös niin, että savikerrokset mallinnettiin normaalisti konsolidoituneiksi. Kuten arvata saattoi, painumatulokset olivat huomattavan suuria ja epärealistisia verrattuna rakennuksen havaittuun tilaan. Tämä havainto tukee osaltaan sitä, että savikerrokset ovat olleet ennen rakentamista selvästi ylikonsolidoituneessa tilassa.

6.2.2 Tangenttimoduulimenetelmä

Tangenttimoduulimenetelmässä käytettävät ja saven kokoonpuristuvuusominaisuuksia kuvaavat laskentaparametrit m ja β määritettiin CRS-ödometrikokeiden jännitysmuodonmuutoskuvaajista. Konsolidaatiokertoimen c_v arvo normaalisti konsolidoituneella alueella (c_{vNC}) määritettiin ödometrikokeiden tuloksista ja ylikonsolidoituneella alueella (c_{vOC}) sen oletettiin olevan 10-kertainen normaalisti konsolidoituneen alueen arvoon verrattuna (Vepsäläinen & Takala 2004, s. 10). Savikerrosten esikonsolidaatiojännitys määritettiin laskelmissa ylikonsolidaation POP avulla. Savikerrosten moduulilukujen m_l arvot sidottiin siihen esikonsolidaatiojännityksen arvoon, jolta ne oli määri-

tetty. Kaikista kolmesta savikerroksesta oli saatavilla kahden ödometrikokeen tulokset, joista edustavimmat valittiin kerroskohtaisten parametrien määrittämiseen.

Kuivakuori oletettiin ylikonsolidoituneeksi ja se määritettiin käyttämällä vakioarvoista esikonsolidaatiojännitystä $\sigma_c = 100$ kPa. Silttikerros oletettiin normaalisti konsolidoituneeksi. Silttikerroksen laskentaparametrit määritettiin varovaisina arvioina Tiehallinnon (1999, s. 9) kairausvastukseen perustuvan ohjeistuksen mukaisesti.

Ödometrikokeiden tulosten käyrän sovituksista saadut jännitysekspONENTIN β_1 arvot olivat hyvin pieniä vaihdellen välillä -0,3...-1,1, joten niitä korjattiin hieman. Tämä laskentaparametrien redusointi oli sikäli perusteltua, että negatiivisten tangenttimoduulin arvojen on todettu aiheuttavan painumien yliarviointia sitä suuremmassa määrin, mitä suurempi tangenttimoduulin negatiivinen arvo on (Länsivaara 2000). Laskentaan valitut parametrit on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. Tangenttimoduulimenetelmän laskentaparametrit.

| Kerros | γ [kN/m ³] | m_1 [-] | θ_1 [-] | m_2 [-] | θ_2 [-] | σ'_c [kPa] | σ'_L [kPa] | c_{vNC} [m ² /a] | c_{vOC} [m ² /a] | POP [kPa] |
|--------|----------------------------------|--------------|-------------------|--------------|-------------------|----------------------|----------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------|
| kuSa | 17 | 100 | 1 | 100 | 1 | - | 100 | 50 | 50 | - |
| Savi 1 | 14,7 | 5,3 | -0,2 | 16,2 | 0,8 | 71 | - | 0,2 | 2 | 56,5 |
| Savi 2 | 14,8 | 4 | -0,3 | 19,1 | 0,5 | 81 | - | 0,2 | 2 | 28,2 |
| Savi 3 | 15,8 | 3,4 | -0,4 | 26,2 | 0,5 | 90 | - | 0,3 | 3 | 14,5 |
| Siltti | 18 | 100 | 0,5 | 100 | 0,5 | - | - | 50 | 50 | - |

Vertailulaskelma redusoiduilla parametreilla

Portaattomalla ödometrikokeella pyritään säästämään aikaa, jolloin kokeen tahallisen nopeuttamisen seurauksena sillä saadaan usein hieman vääristyneitä tuloksia. Esimerkiksi CRS-kokeen perusteella määritetty esikonsolidaatiojännitys on yleensä todellista suurempi. Edellä mainituista seikoista johtuen suoritettiin vertailulaskelma luvun 3.6.5 kaavojen 22 ja 23 mukaan redusoiduilla esikonsolidaatiojännityksen ja moduuliluvun arvoilla (taulukko 5). Vertailulaskelmassa kuivakuori- ja silttikerrokselle käytettiin samoja laskentaparametreja kuin edellisessä laskelmassa. JännitysekspONENTEILLE käytettiin myös samoja korjattuja arvoja kuin edellisessä tangenttimoduulimenetelmälaskennassa.

Taulukko 5. Vertailulaskelmassa käytetyt redusoidut painumaparametrit.

| Kerros | m_1 [-] | θ_1 [-] | m_2 [-] | θ_2 [-] | σ'_c [kPa] | POP [kPa] |
|--------|-----------|----------------|-----------|----------------|-------------------|-----------|
| Savi 1 | 5,63 | -0,2 | 14 | 0,8 | 59 | 45,5 |
| Savi 2 | 4,51 | -0,3 | 17,5 | 0,5 | 68 | 14,2 |
| Savi 3 | 3,94 | -0,4 | 24,1 | 0,5 | 75 | 0,5 |

6.2.3 Ruotsalainen painumalaskentamenetelmä

Ruotsalaisen painumalaskentamenetelmän vaatimat kokoonpuristuvuusmoduuliluvut M_0 , M_L ja M' sekä rajajännitys σ_L kolmelle pehmeälle savikerrokselle määritettiin graa-

fisesti CRS-kokeen kokoonpuristuvuusmoduulikuvaajasta kappaleessa 4.1.3 esitetyn ohjeen mukaisesti. Edellä mainitut parametrit määritettiin samoista kokeista kuin tangenttimoduulimenetelmän parametrit, jotta laskelmat olisivat mahdollisimman vertailukelpoisia. Tässä kohteessa tulosten vertailukelpoisuus kuitenkin kärsii siinä, että tangenttimoduulimenetelmän yhteydessä jännityseksponenttien arvoja korjattiin. Esikonso-lidaatiojännityksen σ'_c ja vedenläpäisevyyden c_v arvoina käytettiin samoja kuin tangenttimoduulimenetelmässä. Ruotsalaisessa painumalaskennassa käytetyt parametrit on esitetty taulukossa 6.

Taulukko 6. Ruotsalaisen painumalaskentamenetelmän parametrit.

| Kerros | M_0 kPa | M_L kPa | M' kPa | σ'_c kPa | σ'_L kPa |
|--------|--------------|--------------|-------------|--------------------|--------------------|
| Savi 1 | 1350 | 350 | 13,3 | 71 | 103 |
| Savi 2 | 1240 | 400 | 12,1 | 81 | 113 |
| Savi 3 | 1800 | 250 | 13,3 | 90 | 125 |

Kuivakuorikerros sekä saven alapuolinen siltti- ja moreenikerros määritettiin tässäkin laskennassa kappaleen 7.2.2 taulukon 4 mukaisesti tangenttimoduulimenetelmällä, koska niiden merkitys painumien suuruuteen on vähäinen. Laskentojen tulokset on esitetty luvussa 7.1.

6.3 Hannuksenpelto

6.3.1 Yleistä

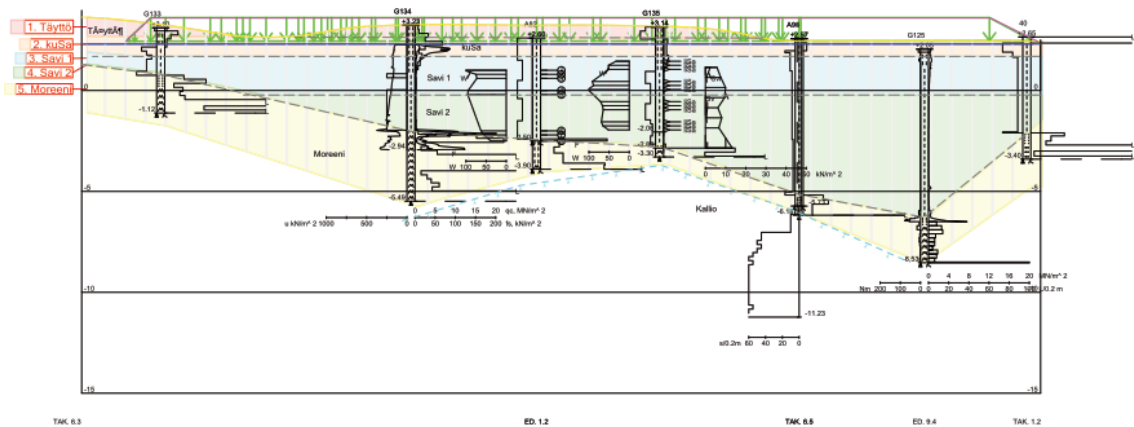
Hannuksenpellon kohteessa painumalaskentaa suoritettiin kahdelle poikkileikkaukselle 15-15 ja 17-17. Kairausten ja laboratoriotulosten perusteella tehtiin kerrosjaot, jotka on esitetty kuvissa 27 ja 28. Leikkaukset sijoittuvat tuleville piha- ja paikoitusalueille, joihin on suunniteltu luonnollisen maanpinnan tason yläpuolisia täyttöjä. Molemmissa leikkauksissa savikerros paksunee kiilamaisesti kohti itää. Tarkasteluun valitun alueen pohjatutkimuskartta on esitetty liitteessä 3.

Leikkauksen 17-17 länsi- ja keskivaiheilla on noin 0,5...1,0 metrin paksuisia täyttökerroksia. Täyttökerroksen alla ja muualla heti maanpinnassa on noin 0,5 metrin paksuinen kuivakuorikerros. Kuivakuorikerroksen alapuolinen savi jaettiin kolmeen osakerrokseen. Alimpana on kallionpintaa peittävä, vaihtelevan paksuinen moreenikerros. Leikkauksen 17-17 tarkastelulla kuormitusalueella savikerros on ohuimmillaan pengerkuorman länsireunassa noin 1 metrin paksuinen ja paksuimmillaan leikkauksen itäreunassa noin 8,5 metrin paksuinen.

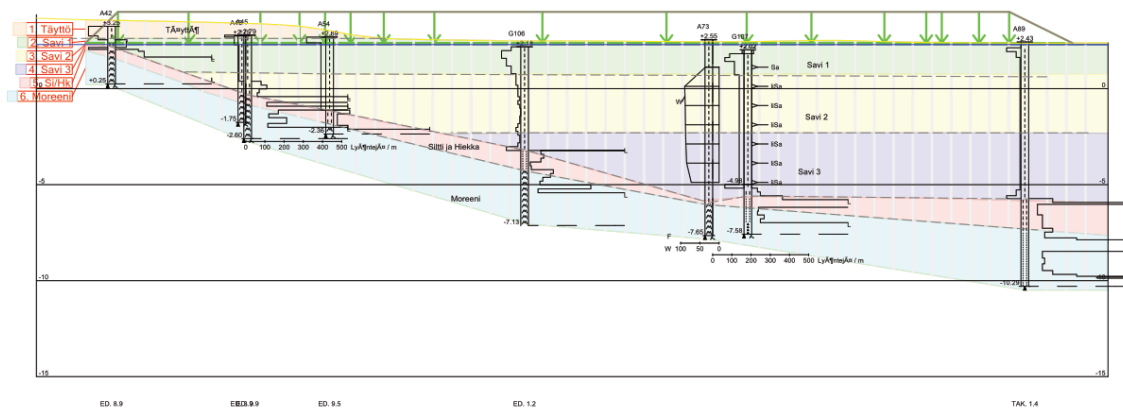
Leikkauksen 15-15 länsireunassa on noin 1 metrin paksuinen täyttökerros. Muualla maanpinnassa on ohut kasvukerros. Kairauksista ei ollut havaittavissa selkeästi kehittyntä kuivakuorikerrosta, joten sellaista ei erikseen mallinnettu. Savikerros jaettiin kolmeen osakerrokseen odometrikokeiden tulosten perusteella. Savikerrosten alla on ohut välikerros silttiä ja hiekkaa. Alimpana on tiivis moreenikerros. Leikkauksen 15-15 alu-

eella savikerros on paksuimmillaan leikkauksen itäreunassa noin 10 metriä paksu, josta se ohenee kiilamaisesti kohti länttä, puuttuen leikkauksen länsireunasta lähes kokonaan.

Tarkkoja pihasuunnitelmia ei ollut tiedossa, joten viereisten katujen suunnitelmien perusteella pihan tulevaksi tasoksi oletettiin +3.6. Pihatäytöistä aiheutuva kuormitus mallinnettiin tasaisena pengerkuormana. Penger materiaalin tilavuuspainona käytettiin piharakenteissa kantavan ja jakavan kerroksen materiaalina tyypillisesti käytetyn tiivistetyn soramurskeen tilavuuspainoa 20 kN/m^3 . Pohjaveden pinta mallinnettiin tasolle +2.3. Pohjavedenpinnan tasoksi valittiin havaituista tasoista alin, jolloin painumalaskennassa ollaan varmallalla puolella.



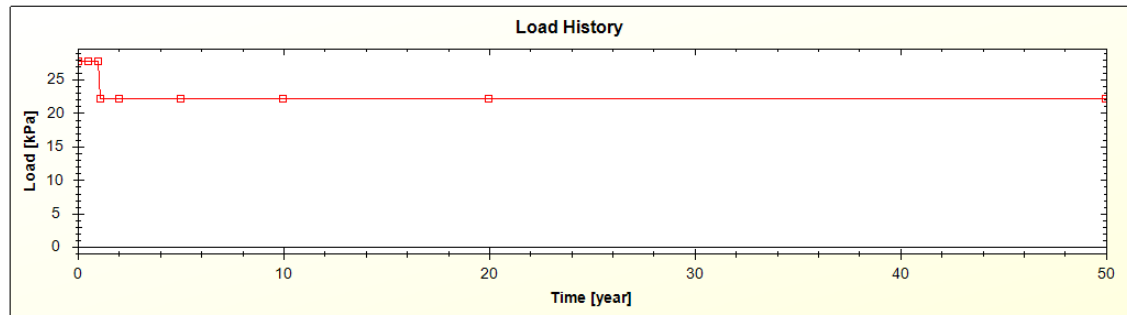
Kuva 27. Leikkaus 17-17: kerrosjako ja pihan kuormitus.



Kuva 28. Leikkaus 15-15: kerrosjako ja esikuormituspenger.

Tarkasteluun valituista leikkauksista tehtiin myös vertailulaskelma esikuormituksen kanssa. Esikuormitus mallinnettiin pengerkuormana, jonka huippu on tasolla +4.0 ja vaikutusaika yksi vuosi. Penger materiaalina käytettiin louhetta, jonka tilavuuspainoksi oletettiin 18 kN/m^3 (Tiehallinto 1999, s. 9). Koska tarkkoja pihasuunnitelmia ei ollut tiedossa, tyydyttiin esikuormituksen yhden vuoden vaikutusajan jälkeinen aika mallintamaan niin, että lopullisten piharakenteiden aiheuttama kuormitus on noin 80 % tasolle +4.0 mallinnetun esikuormituspenkereen kuormasta (kuva 29). Tämä vastaa suurin pirtein tilannetta, jossa 1,5 metrin paksuisesta esikuormituspenkereestä poistetaan vuoden

vaikutusajan jälkeen noin 0,8 metrin paksuinen kerros ja korvataan se noin 0,5 metrin paksuisilla pihan rakennekerroksilla.



Kuva 29. Esikuormitetun pihan kuormitushistoria (leikkaus 15-15, tarkastelupiste 24).

Vertailulaskelmien tavoitteena oli selvittää, kuinka suuri osa stabiloitavaksi suunnitellusta alueesta voitaisiin mahdollisen esikuormituksen jälkeen perustaa maanvaraisesti ilman muita pohjanvahvistustoimia. Maanvaraisesti perustetun pihan maksimipainumaksi tarkastelussa hyväksyttiin 100 mm, mikä on laatuluokan 1 mukaisten päällystettyjen piha-alueiden suurin sallittu laskennallinen kokonaispainumaa (RT 89-11002, 2010).

6.3.2 Tangenttimoduulimenetelmä

Tangenttimoduulimenetelmässä käytettävät ja saven kokoonpuristuvuusominaisuuksia kuvaavat laskentaparametrit m ja β määritettiin CRS-ödometrikokeiden tuloksista. Normaalisti konsolidoituneen osan vedenläpäisevyyskerroin c_{vNC} määritettiin myös CRS-ödometrikokeiden tuloksista. Ylikonsolidoituneen osan vedenläpäisevyyskerroin c_{vOC} määritettiin perustuen oletukseen, että pehmeän saven ylikonsolidoituneen osan vedenläpäisevyyskerroin on tyypillisesti likimain 10-kertaa suurempi kuin normaalikonsolidoituneen osan vastaava arvo (Vepsäläinen & Takala 2004, s. 10). Kerroskohtaisten parametrien määrittämiseen valittiin aina kyseisen kerroksen näytteille tehdyistä kokeista edustavimman tulokset. Osa CRS-kokeen tuloksista jouduttiin karsimaan pois tulosten epäluotettavuuden tai vaikean tulkittavuuden johdosta. Virheelliset ödometrikokeiden tulokset johtuivat todennäköisesti yksittäisten näytteiden häiriintymisestä. Painumalaskenta suoritettiin suoraan CRS-kokeiden tuloksista määritetyillä parametreilla (taulukot 7 ja 8) sekä vertailulaskentana kappaleessa 3.6.5 esitettyjen kaavojen 22 ja 23 mukaan redusoiduilla esikonsolidaatiojännityksen ja moduuliluvun arvoilla (taulukot 9 ja 10).

Taulukko 7. Tangenttimoduulimenetelmän laskentaparametrit (leikkaus 17-17).

| Kerros | γ kN/m ³ | σ_c kPa | σ'_c kPa | m_1 - | θ_1 - | m_2 - | θ_2 - | c_{vNC} m ² /a | c_{vOC} m ² /a | POP kPa |
|---------|-------------------------------|-------------------|--------------------|------------|-----------------|------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|------------|
| Täyttö | 20 | - | - | 500 | 0,5 | - | - | 50 | - | - |
| kuSa | 17,3 | 100 | - | 100 | 1 | 100 | 1 | 50 | 50 | - |
| Savi 1 | 14,7 | - | 51,6 | 6,1 | -0,4 | 9,2 | 0,81 | 0,3 | 3 | 26,6 |
| Savi 2 | 15,8 | - | 42,3 | 10,7 | 0,23 | 22,3 | 0,35 | 2,4 | 24 | 3,9 |
| Moreeni | 21 | - | - | 1000 | 0,5 | - | - | 500 | -- | - |

Taulukko 8. Tangenttimoduulimenetelmän laskentaparametrit (leikkaus 15-15).

| Kerros | γ kN/m ³ | σ'_c kPa | m_1 - | θ_1 - | m_2 - | θ_2 - | c_{vnc} m ² /a | c_{voc} m ² /a | POP kPa |
|---------|-------------------------------|--------------------|------------|-----------------|------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|------------|
| Täyttö | 20 | - | 500 | 0,5 | - | - | 50 | - | - |
| Savi 1 | 14,5 | 23,8 | 7,8 | -0,12 | 14,9 | 0,42 | 0,6 | 6 | 18,18 |
| Savi 2 | 14,8 | 49,5 | 6,4 | -0,24 | 9,7 | 0,922 | 1 | 10 | 34,5 |
| Savi 3 | 16 | 50 | 8,9 | -0,38 | 13,8 | 0,79 | 2,7 | 27 | 20 |
| Si/Hk | 18 | - | 100 | 0,5 | - | - | 50 | - | - |
| Moreeni | 21 | - | 1000 | 0,5 | - | - | 500 | - | - |

Vertailulaskelma redusoiduilla parametreilla

Ödometrikokeiden tuloksista määritettyjä tangenttimoduulimenetelmän laskentaparametreja pehmeille savikerroksille redusointiin kuten kerrostalokohteessa. Molemmista leikkauksista suoritettiin vertailulaskelmat näillä redusoiduilla esikonsolidaatiojännityksen ja moduuliluvun arvoilla. Redusoidut laskentaparametrit on esitetty taulukoissa 9 ja 10. Muiden maakerrosten vaikutus painumiin on vähäinen, joten ne mallinnettiin kuten redusoidumattomassa laskelmassa.

Taulukko 9. Tangenttimoduulimenetelmän redusoidut parametrit (leikkaus 17-17).

| Kerros | σ'_c kPa | m_1 - | θ_1 - | m_2 - | θ_2 - | POP kPa |
|--------|--------------------|------------|-----------------|------------|-----------------|------------|
| Savi 1 | 42,9 | 6,7 | -0,4 | 7,92 | 0,81 | 17,93 |
| Savi 2 | 35,2 | 10,3 | 0,23 | 20,91 | 0,35 | -3,21 |

Taulukko 10. Tangenttimoduulimenetelmän redusoidut parametrit (leikkaus 15-15).

| Kerros | σ'_c kPa | m_1 - | θ_1 - | m_2 - | θ_2 - | POP kPa |
|--------|--------------------|------------|-----------------|------------|-----------------|------------|
| Savi 1 | 19,8 | 7,97 | -0,12 | 13,8 | 0,42 | 14,18 |
| Savi 2 | 41,19 | 6,69 | -0,24 | 8,19 | 0,922 | 26,19 |
| Savi 3 | 41,6 | 9,55 | -0,38 | 11,94 | 0,79 | 11,6 |

6.3.3 Ruotsalainen painumalaskentamenetelmä

Ruotsalaisen painumalaskentamenetelmän parametrit (taulukot 11 ja 12) määritettiin graafisesti CRS-ödometrikokeiden tuloksista. Täyttökerroksen, siltinen hiekkakerroksen sekä moreenikerroksen laskentaparametrit määritettiin kuten tangenttimoduulimenetelmän yhteydessä. Myös laskentageometria ja kuormitus ovat samat kuin tangenttimoduulimenetelmällä laskettaessa. Savikerrosten laskentaparametrit määritettiin samoista kokeista kuin tangenttimoduulimenetelmän parametrit, jotta laskelmat olisivat mahdollisimman vertailukelpoisia. Laskentojen tulokset on esitetty luvussa 7.2.

Taulukko 11. Ruotsalaisen painumalaskentamenetelmän laskentaparametrit (leikkaus 17-17).

| Kerros | σ'_c kPa | σ'_L kPa | M_0 kPa | M_L kPa | M' kPa |
|--------|--------------------|--------------------|--------------|--------------|-------------|
| Savi 1 | 51,6 | 78 | 800 | 300 | 10,2 |
| Savi 2 | 42,3 | 85 | 900 | 720 | 13,1 |

Taulukko 12. Ruotsalaisen painumalaskentamenetelmän laskentaparametrit (leikkaus 15-15).

| Kerros | σ'_c kPa | σ'_L kPa | M_0 kPa | M_L kPa | M' kPa |
|--------|--------------------|--------------------|--------------|--------------|-------------|
| Savi 1 | 23,8 | 47 | 520 | 200 | 12,5 |
| Savi 2 | 49,5 | 74 | 930 | 300 | 12,5 |
| Savi 3 | 50 | 78 | 1090 | 410 | 17,2 |

6.4 Logistiikkakeskus

6.4.1 Yleistä

Logistiikkakeskuksen alueella suoritettujen ödometrikokeiden tulokset eivät olleet laadultaan riittäviä painumalaskennan suorittamiseksi tangentialmoduulimenetelmällä tai ruotsalaisella painumalaskentamenetelmällä. Mahdollisia syitä ödometrikokeiden tulosten epärealistisiin arvoihin ovat savikerroksen suuri silttipitoisuus sekä näytteiden häiriintyminen. Painumalaskennan kannalta kiinnostavia tutkimustuloksia oli kohteesta muutenkin suhteellisen vähän, joten kohde päätettiin jättää työssä selvästi muita kohteita vähäisempään rooliin. Edellä mainituista syistä johtuen tässä kohteessa painumatarkastelua tehtiin yksinkertaisemmalla laskentamenetelmällä. Laskentamenetelmäksi valikoitui Helenelundin vesipitoisuusmenetelmä.

Tarkasteltavalla alueella piha on suunniteltu rakennettavaksi noin tasolle +49...+50. Painumalaskenta suoritettiin piha-alueen maanvaraiselle perustamiselle ilman pohjanvahvistustoimia sekä vertailulaskelma esikuormitetulle pihalle. Vertailulaskelmalla pyrittiin tutkimaan esikuormituksen vaikutusta sellaisen alueen laajuuteen, missä pihan maanvaraisen perustamisen olisi sallittujen painumien kannalta mahdollista. Kokonaispainuman maksimiarvona käytettiin laatuluokan 1 mukaisilla päällystetyillä piha-alueilla sallittua laskennallisen kokonaispainuman arvoa 100 mm (RT 89-11002, 2010).

Laskelmat suoritettiin leikkauksista B4-B4 ja B6-B6. Kairausten ja laboratoriokokeiden perusteella tehtiin kerrosjaot, jotka on esitetty kuvissa 30 ja 31. Kuivakuorikerros määritettiin omana kerroksenaan ja kuivakuoren alapuolinen savi/savinen siltti jaettiin leikkauksessa B4-B4 kahteen osakerrokseen sekä leikkauksessa B6-B6 kolmeen osakerrokseen. Pohjaveden pinnan taso määritettiin tasolle +46, eli noin 1,3...2,1 metrin syvyydelle maanpinnasta.

Taulukko 13. Vesipitoisuusmenetelmän laskentaparametrit (leikkaus B4-B4).

| Kerros | γ [kN/m ³] | w [%] | c_v [m ² /a] |
|------------|-------------------------------|-------|---------------------------|
| Kuivakuori | 17,5 | 39 | 50 |
| saSi 1 | 17 | 50 | 1,6 |
| saSi 2 | 17,5 | 37 | 1,6 |

Taulukko 14. Vesipitoisuusmenetelmän laskentaparametrit (leikkaus B6-B6).

| Kerros | γ [kN/m ³] | w [%] | c_v [m ² /a] |
|------------|-------------------------------|-------|---------------------------|
| Kuivakuori | 17 | 50 | 50 |
| Savi 1 | 15,5 | 65 | 1,6 |
| Savi 2 | 17 | 50 | 1,6 |
| Savi 3 | 17,5 | 40 | 1,6 |

Aluksi suoritettiin pihan painumalaskelma leikkauksissa B4-B4 ja B6-B6 ilman pohjanvahvistustoimia, jotta saataisiin käsitys painumien jakautumisesta ja suuruusluokasta. Täyttöpaksuus oli molemmissa leikkauksissa noin 1,5...2,0 metriä luonnontilaisen maanpinnan tason yläpuolelle. Pihatäyttöjen aiheuttama kuormitus mallinnettiin pengerkuormana. Alkuperäisen maan päälle tulevien täyttöjen oletettiin koostuvan puoliksi louheesta ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$) ja puoliksi murskeesta ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$), joten yksinkertaistettiin pengermateriaalin tilavuuspainoksi määritettiin näiden keskiarvo 19 kN/m^3 .

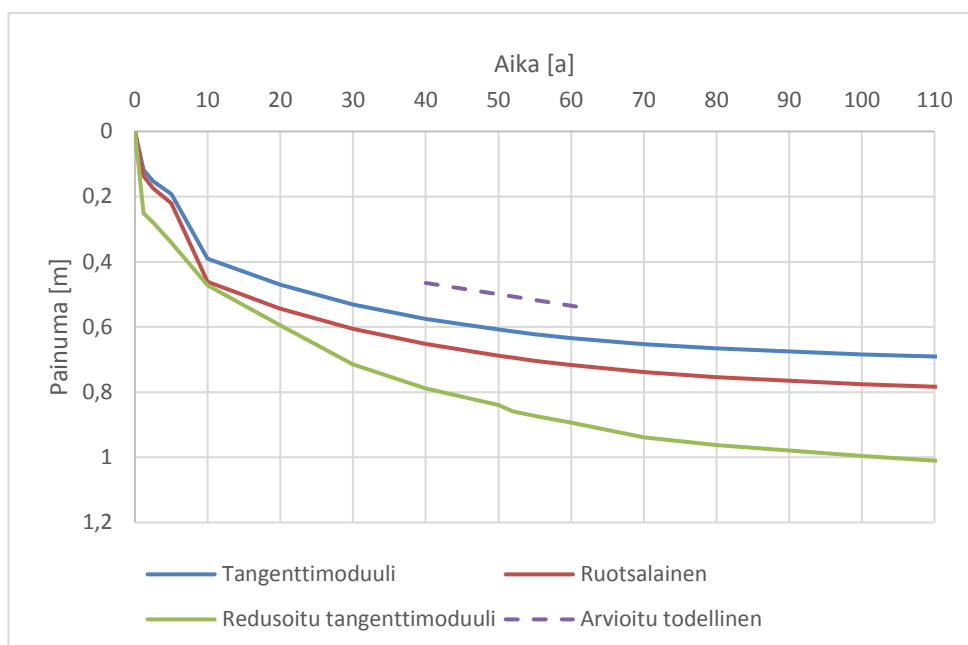
Molemmista leikkauksista suoritettiin lisäksi vertailulaskelma, jossa tutkittiin esikuormituksen käyttökelpoisuutta savikolle sijoittuvan piha-alueen pohjanvahvistusmenetelmänä. Tässä tarkastelussa käytettiin lopullista kuormitusta pienempää esikuormitusta johtuen alueen laajuudesta ja lopullisten täyttöjen suuresta paksuudesta. Esikuormitus-penger mallinnettiin tasaisena pengerkuormana tasolle +49, eli noin 1...1,5 metriä luonnollisen maanpinnan yläpuolelle. Esikuormituspenkereen materiaalina käytetään tyypillisesti louhetta, joten pengerkuorman tilavuuspainona käytettiin louheen tilavuuspainoa 18 kN/m^3 (Tiehallinto 1999, s. 9).

Esikuormitusajaksi mallinnettiin 1 vuosi, jonka jälkeen louhepenkereen päälle rakennetaan pihan rakennekerrokset. Pihan rakennekerrokset mallinnettiin GeoCalcissa pengerkuormana, joka mukailee pihan suunniteltua korkeusasemaa noin tasovälillä +49...+50. Esikuormituspenkereen painuminen huomioitiin mallintamalla pihan pengerkuorman yläpinta noin 0,2 metriä todellista pihan tasoa ylemmäs. Laskennan tulokset on esitetty luvussa 7.3.

7 Painumalaskennan tulosten analyysi

7.1 Kerrostalokohde

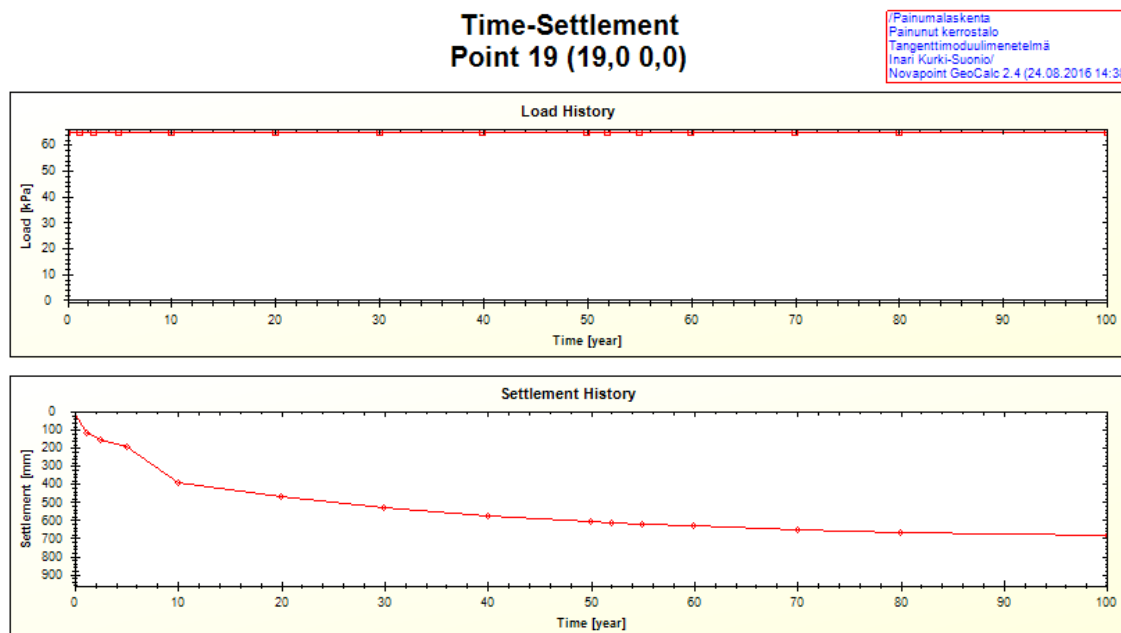
Painuneen kerrostalon reunapisteiden (leikkaus C-C) 50 vuoden aikana tapahtuneeksi painuma-arvioksi saatiin alustavalla tangenttimoduulimenetelmälaskennalla noin 500...600 mm, redusoiduilla esikonsolidaatiojännityksen ja moduuliluvun arvoilla vastaaviksi painuma-arvoiksi saatiin noin 750...850 mm ja ruotsalaisella menetelmällä noin 600...700 mm. Kuvassa 32 on esitetty painumaennusteet talon pohjoisreunassa GeoCalc-laskennan tarkastelupisteessä 19. Tyypillisesti tangenttimoduulimenetelmällä voidaan helposti saada liian suuria painumaennusteita ja ruotsalaisella menetelmällä pienempiä, realistisempia tuloksia. Tämän laskennan yhteydessä kuitenkin tangenttimoduulimenetelmällä saatiin pienemmät painumaennusteet, johtuen jännityseksponentin β_1 arvojen korjaamisesta. Kaikista suurimmat painumaennusteet saatiin käytettäessä tangenttimoduulimenetelmää CRS-kokeen redusoidulla parametreilla.



Kuva 32. Laskennalliset painumat eri laskentamenetelmillä tarkastelupisteessä 19 sekä painumamittauksiin perustuva arvio tapahtuneista painumista aikavälillä 40...60 v. (Tangenttimoduulimenetelmässä käytetty korjattua jännityseksponentin β arvoa.)

Verrattaessa painumalaskennan tuloksia painumamittausten tuloksiin, saatiin parhaiten todellisuutta vastaavat tulokset tangenttimoduulimenetelmällä ja käyttämällä alkuperäisiä CRS-kokeesta määritettyjä parametreja (β_1 arvoja korjattu). Tyypillisesti ruotsalaisella menetelmällä saadaan realistisempia painuma-arvioita, mutta tämän laskennan yhteydessä saadut eriävät tulokset selittyvät paljolti jännityseksponentin arvojen korjaamisen vaikutuksilla tangenttimoduulimenetelmän laskennan tuloksiin. Tämän työn tulosten pohjalta heräsi myös ajatus siitä, onko CRS-kokeen parametrien redusointi tangenttimoduulimenetelmän yhteydessä aina välttämätöntä. Tangenttimoduulimenetelmän on todettu monesti yliarvioivan painumia (Länsivaara 2000), kun taas CRS-kokeen on todettu antavan helposti liian suuren esikonsolidaatiojännityksen arvon, mikä osaltaan

aiheuttaa painumien aliarviointia. Siispä CRS-kokeesta määritettyjen parametrien hyödyntäminen tangenttimoduulimenetelmän yhteydessä voi parhaimmillaan aiheuttaa sen, että ns. liian hyvien parametrien käyttö kompensoi tangenttimoduulimenetelmän painumien yliarvioimista ja siten mahdollisesti jopa voisi parantaa laskennan todenmukaisuutta.



Kuva 33. Kuormitushistoria ja painumaennuste rakennuksen itäsiiven lounaisreunassa (tarkastelupiste 19) tangenttimoduulimenetelmällä laskettuna (redusoimaton esikonsolidatiojännitys).

Kuvassa 33 on esitetty tarkastelupisteen 19 kuormahistoria (talon pohjoisreuna) sekä tangenttimoduulimenetelmän (redusoimaton) mukainen painumakuvaaja. Tangenttimoduulimenetelmän painumaennusteen mukaan talon pohjoisreuna painuu aikavälillä 50...52 vuotta noin 6 mm. Painumaseurannan mukaan vastaava painuma oli noin 5...9 mm. Redusoidulla tangenttimoduulimenetelmällä saatu saman aikavälin painumaennuste on noin 18 mm. Edellä esitellyt tulokset puoltavat sitä, että tämän laskennan yhteydessä suuruusluokaltaan parhaiten todellisia painumia vastaavat redusoimattoman tangenttimoduulimenetelmän tulokset. Tämä selittyy ainakin osittain näytteiden heikolla laadulla (luvun 5.1.3 laatuarviointi), jolloin ödometrikokeista määritetyt esikonsolidatiojännityksen arvot ainakin savikerrosten 2 ja 3 osalta olivat todellista pienempiä, eikä CRS-kokeen tulosten redusoinnille siis ollut tarvetta.

Rakennuksen seinien kallistumamittausten perusteella määritettiin rakennuksen kallistumaksi leikkauksen C-C kohdalla noin 1° . Tämän kallistuman perusteella laskettiin rakennuksen vastakkaisten reunojen välinen painumaero em. leikkauksen kohdalla. Painumaeroksi saatiin noin 230 mm. Analyttisillä laskelmilla ei päästy aivan yhtä suuriin tuloksiin, vaan laskettu painumaero oli vain noin 100 mm. Tämä ero mitatun ja lasketun painumaeron välillä voi selittyä ainakin osittain savikerrosten ominaisuuksien vaaka-suuntaisella vaihtelulla, jota laskennassa ei otettu huomioon. Lisäksi rakennuksen las-

kettua suurempaa kallistumaa voi aiheuttaa pihatäyttöjen koostumuksen ja ominaisuuksien oletettua suurempi vaihtelu, mikä aiheuttaisi virhettä mallinnettuihin pihakuormiin, sekä rakennuksen oman kuorman keskittyminen enemmän painuneeseen päähän. Rakennuksen piha-alueille vuosien saatossa mahdollisesti tehdyt muutos- ja korjaustyöt eivät olleet tiedossa, ja ne saattavat myös osaltaan vaikuttaa epätasaisten painumien muodostumiseen.

Analyttisten laskelmien mukaan rakennus painuu edelleen, mutta konsolidaatiopainuman nopeus on jo pienentynyt huomattavasti alkuperäisestä ja hidastuu tulevaisuudessa entisestään. Mallinnuksessa lähdettiin siitä olettamuksesta, että olosuhteet pysyvät ennallaan eikä rakennuksessa tai sen ympäristössä tapahdu painumaolosuhteisiin vaikuttavia tekijöitä. Laskelmien perusteella rakennus tulee painumaan seuraavien 30 vuoden aikana suurimmillaan noin 100 mm. Tätä arviota tukee myös painumaseurantamittaus, jonka mukaan vuosina 2013-2015 rakennuksen painumisnopeus oli keskimäärin noin 3...4 mm/vuosi. Toisaalta kun otetaan huomioon painumisnopeuden jatkuva hidastuminen, on 100 mm painuma todennäköisesti hyvin varovainen arvio ja seuraavan 30 vuoden aikana tapahtuva painuma voi jäädä myös selvästi pienemmäksi.

On hyvin todennäköistä, että parhaiten todellisuutta vastaavaksi todettu, korjattuja jännityseksponentin arvoja käyttämällä tehty tangenttimoduulimenetelmä laskenta antaa sekin todellista suurempia painumaennusteita. Rakennus on silmämääräisesti tarkasteltuna säilynyt kohtalaisen hyvässä kunnossa ja ilman suurempia rakenteellisia vaurioita, mistä johtuen noin 600 mm arvio jo tapahtuneille painumille vaikuttaa liioitelluilta. Suuret painuma-arviot selittyvät ainakin osittain ödometrikokeisiin valittujen maanäytteiden häiriintymisellä. Suomessa yleisesti käytettyjen pieniläpimittaisten näytteenotto-menettelmien on todettu olevan hyvin alttiita näytteiden häiriintymiselle, mikä puolestaan vaikuttaa ödometrikokeiden tuloksiin. Häiriintyneestä näytteestä saadaan helposti muun muassa liian pieni esikonsolidaatiojännityksen arvo, millä on merkittävä vaikutus painumalaskennan tuloksiin. Luvussa 5.1.3 suoritetun näytteiden laatuarvioinnin yhteydessä neljä kuudesta ödometrikokeisiin valitusta näytteestä todettiin laadultaan huonoiksi (näytteet syvyysväliltä (5,9...9,9 m) ja loput kaksi näytettä laadultaan hyväksi/kohtalaisiksi (näytteet syvyysväliltä 2,9...3,9 m).

Suhteessa jo tapahtuneisiin painumiin, joista rakennus on selvinnyt ilman näkyviä rakenteellisia vaurioita, laskelmien mukaiset hyvin hitaasti tapahtuvat lisäpainumat tuskin tulevat aiheuttamaan merkittävää lisähaittaa rakennukselle. Ongelmia voi kuitenkin muodostua, jos rakennuksen ympäristöolosuhteet merkittävästi muuttuvat esimerkiksi pohjaveden alenemisen, lähialueen rakennustöiden tai lisääntyneen kuormituksen johdosta. Muuttuvat olosuhteet voisivat huomattavasti vaikuttaa rakennuksen painuman epätasaisuuteen, painumanopeuteen ja myös lopullisen painuman suuruuteen.

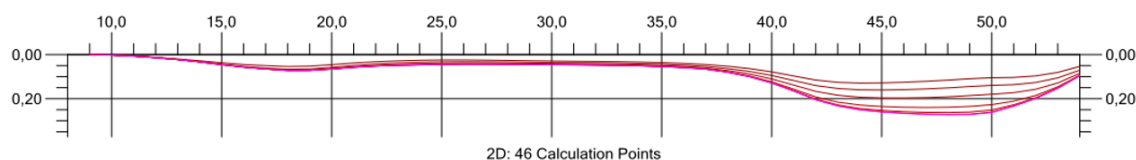
7.2 Hannuksenpelto

Hannuksenpellon kohteessa tangenttimoduulimenetelmän laskennassa käytettiin suoraan CRS-kokeesta määritettyjä parametreja myös jännityseksponentin osalta, joten eri

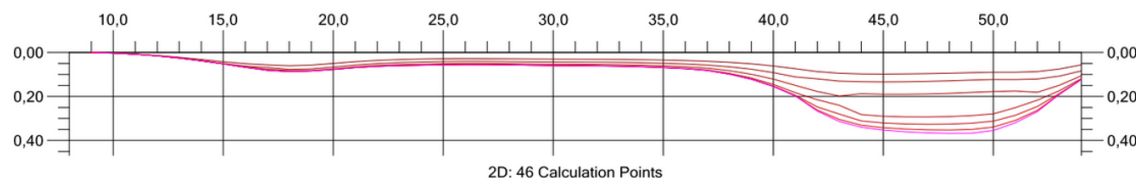
laskentamenetelmillä suoritettut laskelmat ovat paremmin vertailukelpoisia. Odotetusti suurimmat painumat saatiin tangenttimoduulimenetelmällä, kun käytettiin redusoituja esikonsolidaatiojännityksen ja moduulilukujen arvoja. Pienimmät painumaennusteet saatiin vastaavasti odotetun mukaisesti ruotsalaisella menetelmällä.

Ilman pohjanvahvistusta

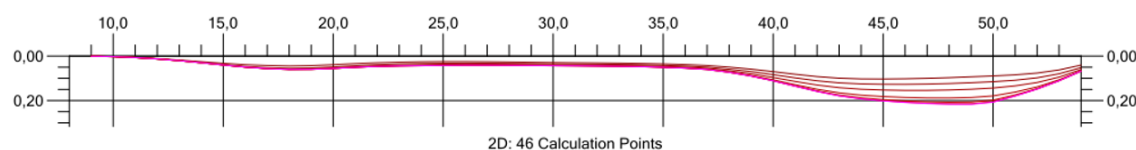
Ilman esikuormituspengertä tehtyjen painumalaskelmien tulokset leikkauksen 17-17 alueella on esitetty kuvissa 34-36. Kaikilla laskentamenetelmillä saatujen tulosten mukaan noin 0...3,5 metrin paksuisella savikerrostumalla pihan maanvarainen perustaminen ilman pohjanvahvistustoimia on mahdollista niin, että kokonaispainumat eivät ylitä pihan painumille sallittua 100 mm maksimiarvoa. Lisäksi leikkauksen 17-17 alueella on laajalti vanhoja täyttöjä, joiden alueella pihan suunniteltuun tasoon +3.6 rakentaminen maanvaraisesti ei aiheuta pihan laatutasoa vaarantavia painumia. Paksumman savikon alueella, leikkauksen 17-17 itäreunassa, eri laskentamenetelmien tulosten välillä oli suurta vaihtelua (kuvaajien oikea reuna).



Kuva 34. Leikkaus 17-17 painumaennuste ilman esikuormitusta tangenttimoduulimenetelmällä (ajanhetkinä 0,5 a, 1 a, 2 a, 5 a, 10 a, 20a ja Final).



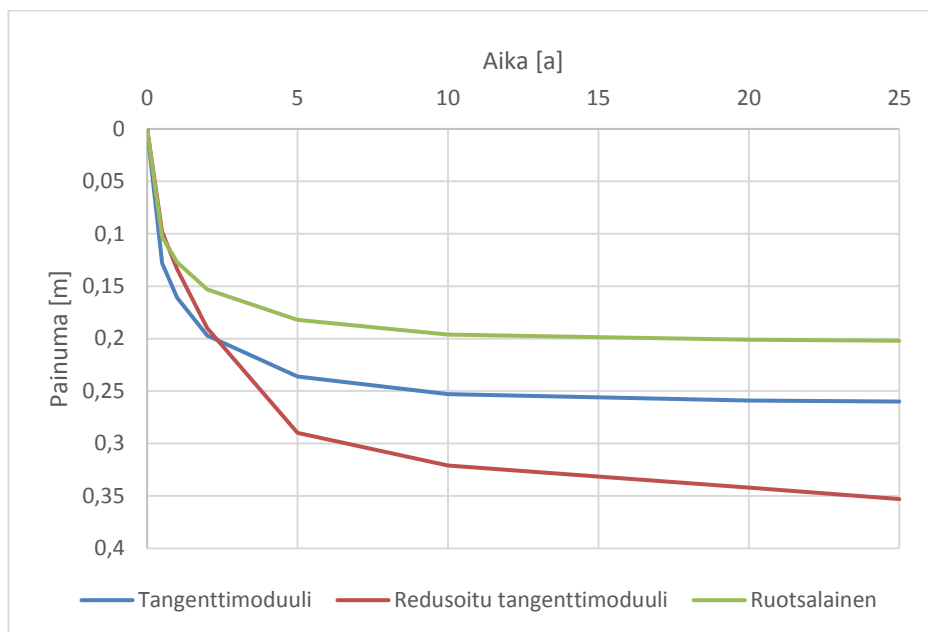
Kuva 35. Leikkaus 17-17 painumaennuste ilman esikuormitusta redusoidulla tangenttimoduulimenetelmällä (ajanhetkinä 0,5 a, 1 a, 2 a, 5 a, 10 a, 20a ja Final).



Kuva 36. Leikkaus 17-17 painumaennuste ilman esikuormitusta ruotsalaisella menetelmällä (ajanhetkinä 0,5 a, 1 a, 2 a, 5 a, 10 a, 20a ja Final).

Leikkauksen 17-17 alueella kokonaispainuma on suurimmillaan leikkauksen itäreunassa, jossa savikerros on paksuimmillaan noin 8...8,5 metrin paksuinen. Kuvassa 37 on esitetty eri laskentamenetelmillä lasketut maanvaraisesti perustetun pihan aikapainumakuvaajat leikkauksen 17-17 laskentapisteesä 38 (kuvissa 34-36 vastaava sijainti noin x-koordinaatin 46 kohdalla). Kyseisessä tarkastelupisteessä savikon kokonaispaksuus on noin 8 metriä ja suunniteltu täyttöpaksuus noin 1 metri. Ruotsalaisella menetelmällä laskettu kokonaispainuman arvio on noin 200 mm ja kokonaispainuma-aika noin 15 vuotta. Suoraan CRS-kokeesta määritettyä esikonsolidaatiojännityksen arvoa

käytettäessä tangenttimoduulimenetelmällä laskettu kokonaispainuman arvio on puolestaan noin 255 mm ja kokonaispainuma-aika noin 20 vuotta. Redusoitua esikonsolidaatiojännityksen arvoa käyttämällä tangenttimoduulimenetelmällä saadaan selkeästi suurin painuma-arvio ja painuma-aika. Laskettu kokonaispainuma (350 mm) ja painuma-aika (25 v) ovat lähes kaksinkertaiset ruotsalaisella menetelmällä laskettuihin arvoihin verrattuna.



Kuva 37. Pihan laskennalliset painumat ilman esikuormitusta leikkauksen 17-17 tarkastelupisteessä 37 (8 metrin savikkopaksuus, 1m täyttö).

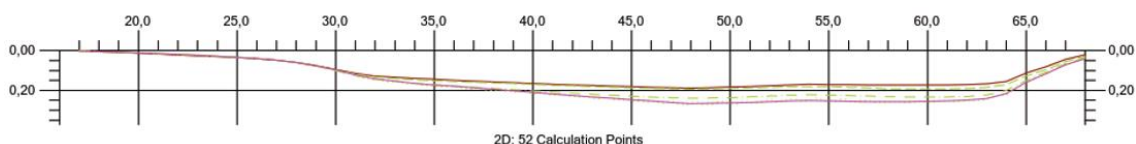
Kuvan 37 kuvaajasta havaitaan, että suoraan CRS-ödometrikokeesta määritetyillä parametreilla suoritettujen tangenttimoduulimenetelmän ja ruotsalaisen menetelmän painumaennusteiden kuvaajat mukailevat muodoltaan toisiaan. Ensimmäisen 1...3 vuoden aikana tangenttimoduulimenetelmä ennustaa tapahtuvan noin 50 mm suuremman painuman kuin ruotsalainen menetelmä, jonka jälkeen painumakuvaajat kulkevat suhteellisen tasaisesti rinnatusten. Lopullisen painuman arviossa eroa on noin 60 mm ja ruotsalainen menetelmä ennustaa painuman pysähtyvän hieman aikaisemmin.

Redusoiduilla esikonsolidaatiojännityksen ja moduuliluvun arvoilla suoritettun tangenttimoduulimenetelmälaskennan tuloksena saadaan kahden ensimmäisen vuoden aikana hieman redusioimatonta laskelmaa pienemät painumaennusteet, mutta sen jälkeen redusoitu laskenta ennustaa painumaa tapahtuvan vielä huomattavasti enemmän ja pidempään kuin ruotsalainen menetelmä ja redusioimaton tangenttimoduulimenetelmä. Ruotsalaisessa menetelmässä ja redusioimattomassa tangenttimoduulimenetelmässä suurempi esikonsolidaatiojännitys aiheuttaa sen, että painuma hidastuu käytännön merkityksen kannalta lähes olemattomiin jo 10 vuoden kohdalla, kun taas redusoidulla esikonsolidaatiolla tangenttimoduulimenetelmän painumakuvaaja jatkaa laskuaan vielä 25 vuoden jälkeenkin.

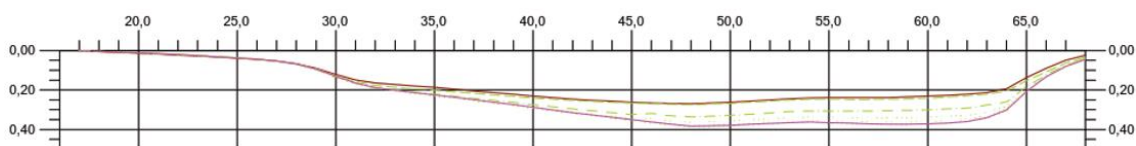
Analyttisten laskelmien perusteella päädyttiin tulokseen, että noin 3,5 metrin paksuisen ja sitä ohuemman savikerroksen alueella pihat ja paikoitusalueet voidaan rakentaa maanvaraisesti. Nämä laskennat perustuivat oletukseen, että pihat ja paikoitusalueet tulevat noin tasolle +3.6, jolloin täyttöpaksuus vaihtelee välillä 0...1,0 metriä.

Esikuormitus

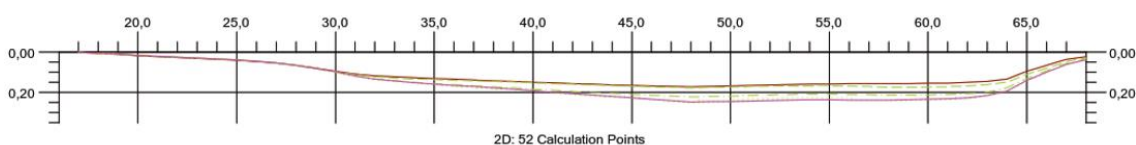
Esikuormitusta (1 vuoden vaikutusaika, taso +40) hyödyntämällä maanvaraisesti perustettavan pihan aluetta voidaan laskentojen perusteella laajentaa turvallisesti ainakin noin 6 metrin savikkopaksuuden alueelle asti. Kuvissa 38-40 on esitetty esikuormitetun pihan painumaennusteet leikkauksen 15-15 kohdalla kaikilla käytetyillä laskentamenetelmillä. Kuvaajien vasen reuna sijoittuu vanhan täytön alueelle, jossa uusien pihasuunnitelmien mukainen rakentaminen ei aiheuta merkittävää lisäkuormitusta ja painumaennuste on hyvin pieni. Kuvassa 41 käsitelty tarkastelupiste 24 sijaitsee kuvissa 39-41 noin paalun 40 kohdalla. Laskentojen tarkat tulokset on esitetty liitteessä 4.



Kuva 38. Leikkaus 15-15 esikuormitetun pihan painumat tangenttimoduulimenetelmällä (ajanhetkinä 0,5 a, 1 a, 2 a, 5 a, 10 a, 20a, 50a ja Final).



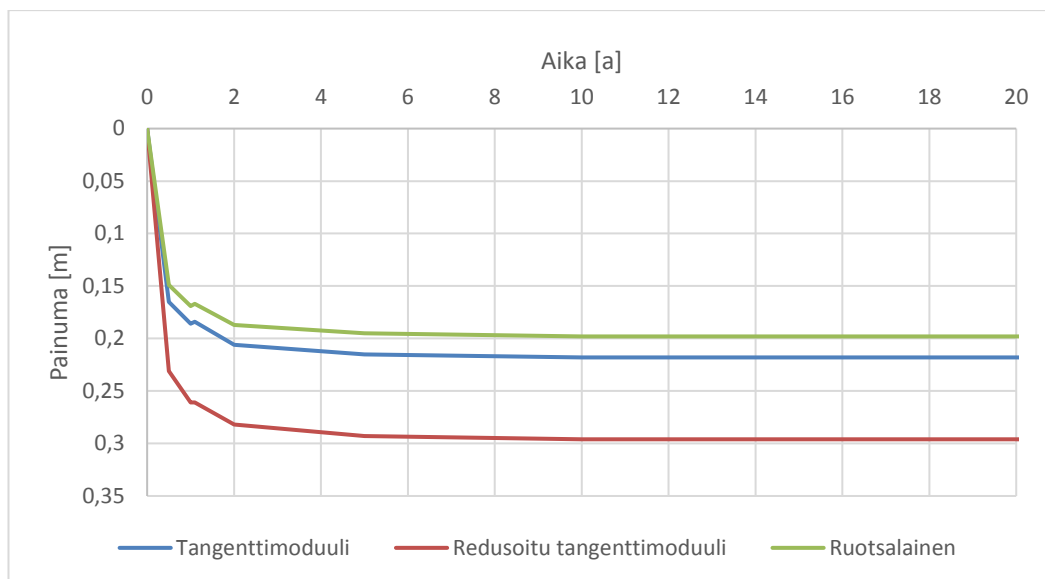
Kuva 39. Leikkaus 15-15 esikuormitetun pihan painumat redusoiduilla esikonsolidaatiojännityksen ja moduuliluvun arvoilla, tangenttimoduulimenetelmällä (ajanhetkinä 0,5 a, 1 a, 2 a, 5 a, 10 a, 20a, 50a ja Final).



Kuva 40. Leikkaus 15-15 esikuormitetun pihan painumat ruotsalaisella menetelmällä (ajanhetkinä 0,5 a, 1 a, 2 a, 5 a, 10 a, 20a, 50a ja Final).

Kuvassa 41 on vertailtu eri laskentamenetelmien mukaisia painumaennusteita leikkauksen 15-15 laskentapistessä 24. Laskentapisteen 24 kohdalla savikon kokonaispaksuus on noin 6 metriä ja luonnollisen maanpinnan päälle tuleva pihan lopullinen täyttöpaksuus on noin 1,5 metriä. Kuvan 41 kuvaajasta nähdään, kuinka vuoden esikuormituspenkereellä saadaan suurin osa arvioidusta kokonaispainumista tapahtumaan ennen pihan rakentamista. Kaikilla laskentamenetelmillä arvioidun pihan lopullisen painuman ja esikuormituspenkereen vaikutusajan aikaisen painuman erotus on reilusti alle 100 mm (noin 31...35 mm). Tähän tulokseen perustuen voidaan olettaa, että ainakin 6,5 metrin

savikkopaksuudella esikuormitetun pihan maanvarainen rakentaminen on sallituissa painumarajoissa (max. 100 mm) mahdollista.



Kuva 41. Esikuormitetun pihan painumat eri laskentamenetelmillä, leikkaus 15-15 tarkastelupiste 24 (savikkopaksuus 6m, pihatäyttö 1,5m, ei vanhaa täyttöä).

Kuvassa 42 on esitetty tarkastellun piha-alueen arvioidut vaihtoehtoiset maanvaraiset perustamisalueet. Vaaleanpunaisella on esitetty piha-alueen raja, jossa pihan maanvarainen perustaminen ilman pohjanvahvistustoimia olisi laskelmien perusteella mahdollinen sallittujen painumien rajoissa. Punaisella värillä puolestaan on esitetty sen alueen raja, johon pihan maanvaraisesti perustettavaa aluetta voitaisiin laajentaa vuoden kestoisin esikuormituksen jälkeen. Kuvan yläosassa on esitetty 20 metrin mitta etäisyyksien hahmottamiseksi. Laskelmien perusteella tehtyjen aluerajausten mukaan piha-alueen yhden vuoden kestoisen esikuormitus tasoon +4.0 mahdollistaisi maanvaraisesti perustettavan piha-alueen rajaviivan siirtämisen noin 21...52 metriä kohti itää ja pohjoista. Taulukossa 15 on esitetty karkeat arviot maanvaraisesti perustettavien piha-alueiden laajuudesta (valitulla tarkastelualueella) ilman esikuormitusta ja esikuormituksen jälkeen. Laskelmien mukaan maanvaraisesti perustettavaa piha-aluetta voitaisiin em. mukaisella esikuormituksella laajentaa noin 62 % alkuperäisestä.

Taulukko 15. Pihan maanvaraisen perustamisen mahdollistavan alueen pinta-ala ilman esikuormitusta ja esikuormituksen jälkeen.

| Pohjanvahvistus | Maanvaraisesti perustettava piha-alue (m ²) | Maksimisavikkopaksuus (m) |
|------------------------|---|---------------------------|
| Ilman esikuormitusta | 8350 | 3,5 |
| Esikuormitus (1 vuosi) | 13502 | 6,5 |



Kuva 42. Maanvaraisesti perustettavan (vaaleanpunainen) ja esikuormituksen jälkeen maanvaraisesti perustettavan (punainen) piha-alueen arvioidut rajat. Kuvassa vihreällä maalattuna on esitetty suunniteltujen rakennusten sijainnit. Ei mittakaavassa.

Karkeasti arvioidut kustannukset esikuormitukselle ja pilaristabiloinnille kuvassa 42 esitetyllä maanvaraisen perustamisen laajennusalueella on esitetty taulukossa 16. Pilaristabiloinnin metrihinta perustuu Tiehallinnon (2002) julkaisuun Pohjarakentamisen kustannustiedoista (keskiarvo 600 mm pilarin metrihinnasta). Esikuormituspenkereen yksikköhintana on hyödynnetty Häkkäsen (2014, s. 115) diplomityössä käytettyjä kustannuksia: yliperikereen rakentaminen ja käyttö 5,00 €/m³rtr ja yliperikereen poisto 5,12 €/m³rtr. Taulukosta nähdään, että esitetyn mukaisella esikuormituksella pihan pohjavahvistuskustannuksissa voitaisiin karkean arvion mukaan säästää noin 150 663 €. Pilaripituutena laskelmassa käytettiin keskimääräistä arvioitua pilaripituutta ja esikuormituspenkereen korkeutena keskimääräistä pengerkorkeutta tarkastelualueella. Laskelmat eivät perustu todellisiin suunnitelmiin vaan varovaisiin arvauksiin pilaripituuksista ja -määristä.

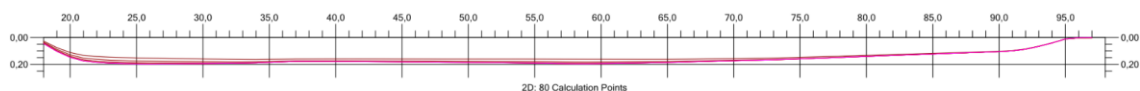
Taulukko 16. Esikuormituksen ja pilaristabiloinnin kustannusarviot maanvaraisen pihan mahdollisella laajennusalueella (ei perustu todellisiin suunnitelmiin).

| Pohjanvahvistus-tapa | Yksikköhinta | Pilarimäärä/ Esikuormitet- tava pinta-ala | Pilaripituus/Esi- kuormituspenke- reen korkeus | Kokonaiskus- tannus |
|----------------------|----------------------------|---|--|------------------------|
| Pilaristabilointi | 8,75 €/m | 5150 kpl | 4,5 m | 202 781 € |
| Esikuormitus | 10,12 €/m ³ rtr | 5150 m ² | 1 m | 52 118 € |
| | | | Erotus | 150 663 € |

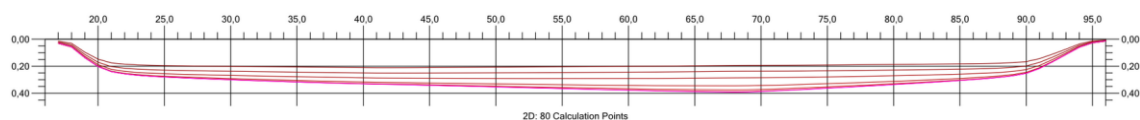
7.3 Logistiikkakeskus

Ilman pohjanvahvistusta

Logistiikkakeskuksen piha-alueelle suunnitelluista suurista täyttöpaksuuksista johtuen painuma-arviot ohuenkin savikerroksen (2,5 m) alueella ylittivät laatuluokan 1 piha-alueiden sallitun maksimipainuman arvon 100 mm. Leikkauksen B4-B4 alueella savi-kerros oli noin 2,5...4,5 metrin paksuinen ja kokonaispainuma-arviot vaihtelivat välillä 0,1...0,2 metriä (kuva 43). Leikkauksen B4-B4 alueella kokonaispainuma tapahtuu paksuimman savikon alueella noin 5 vuoden kuluessa. Leikkauksessa B6-B6, jossa savikerroksen paksuus vaihtelee välillä 5,5...8,0 metriä, kokonaispainuman arviot vaihtelivat välillä 0,25...0,4 metriä (kuva 44). Leikkauksen B6-B6 paksuimman savikerroksen alueella kokonaispainuma tapahtuu laskelman mukaan noin 20 vuoden kuluessa.



Kuva 43. Leikkaus B4-B4 painumat ilman esikuormitusta (ajanhetkillä 0,5 a, 1 a, 2 a, 5 a, 10 a, 20 a ja Final).



Kuva 44. Leikkaus B6-B6 painumat ilman esikuormitusta (ajanhetkillä 0,5 a, 1 a, 2 a, 5 a, 10 a, 20 a ja Final).

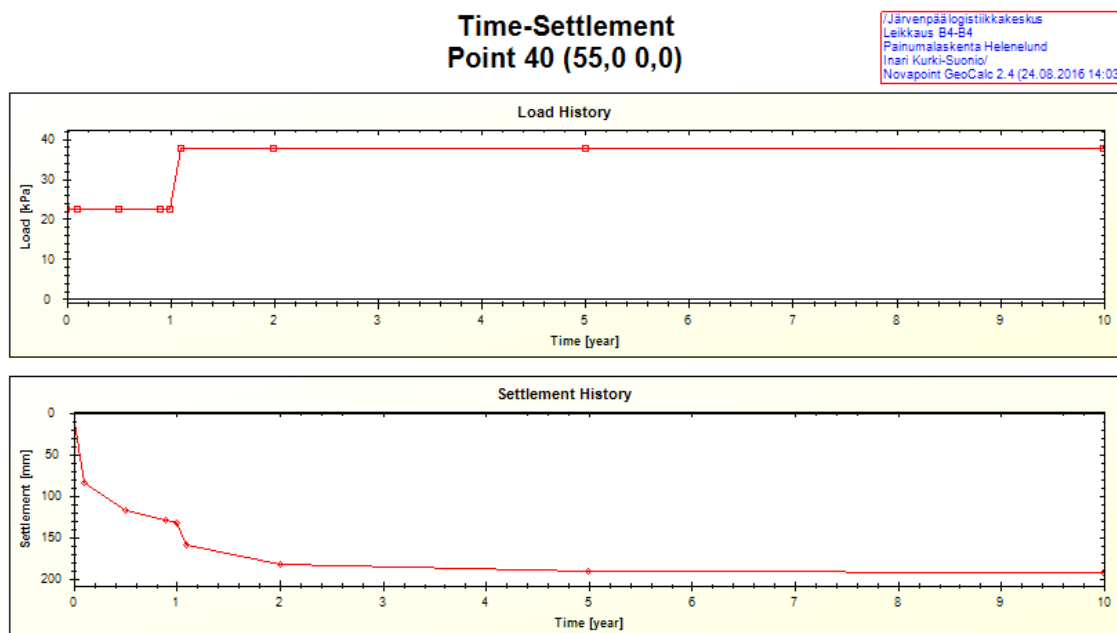
Molemmissa leikkauksissa on selkeästi havaittavissa, että merkittävä osuus kokonaispainumasta tapahtuu jo ensimmäisen puolen vuoden aikana. Leikkauksen B6-B6 alueella olevan paksuimman savikerroksen alueella puolessa vuodessa tapahtuu noin puolet arvioidusta kokonaispainumasta, ja leikkauksen B4-B4 ohuemman savikerroksen alueella puolen vuoden aikana tapahtuva painuma on keskimäärin jopa noin 80 % arvioidusta kokonaispainumasta.

Esikuormitus

Molemmissa leikkauksissa tarkasteltiin esikuormituksen vaikutuksia tilanteessa, jossa louheesta rakennettaisiin tasainen esikuormituspenker tasoon +49. Esikuormituspenke-

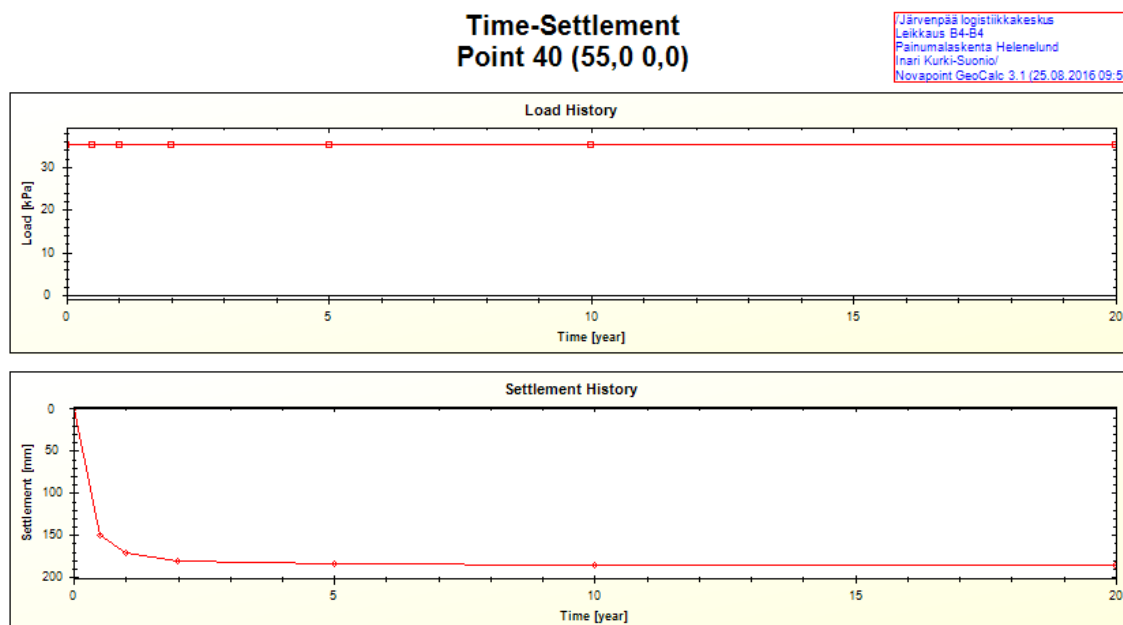
reen vaikutusajaksi mallinnettiin 1 vuosi, jonka jälkeen päälle rakennetaan pihan rakennekerrokset murskeesta noin tasoon +49...+50.

Laskelmien mukaan leikkauksen B4-B4 alueella lopullista pihan kuormitusta pienemällä esikuormituksella voidaan saada hyviä tuloksia. Koko leikkauksen alueella pihan maanvarainen perustaminen tasoon +49...+50 vuoden kestäneen esikuormituksen jälkeen on laskelmien mukaan mahdollista niin, että pihan lopulliset painumat jäävät noin välille 20...55 mm. Kuvassa 45 on esitetty esikuormitetun pihan kuormitushistoria sekä aika-painumakuvaaja leikkauksen B4-B4 keskivaiheilla, jossa savikon kokonaispaksuus on noin 4 metriä ja pihan lopullisen täyttökerroksen paksuus noin 2 metriä. Kyseisessä tarkastelupisteessä esikuormituspenker painuu laskelman mukaan vuoden vaikutusaikana noin 130 mm, jonka jälkeen lopullinen piha painuu noin 55 mm, josta merkittävä osa tapahtuu jo rakennusvaiheessa.



Kuva 45. Esikuormitetun pihan kuormitushistoria sekä aika-painumakuvaaja leikkauksen B4-B4 keskivaiheilta (tarkastelupiste 40) savikerros noin 4 m, esikuormitus tasolle +49.

Kuvan 46 kuvaajassa on esitetty suoraan maanvaraisesti perustetun pihan aika-painumakuvaaja (ja kuormitushistoria) samassa tarkastelupisteessä kuin kuvan 45 kuvaaja. Vertaamalla näitä kahta kuvaajaa keskenään voidaan todeta, että esikuormituspenkereen kuormituksen kasvattamisella voitaisiin vielä merkittävästi vaikuttaa lopullisen piharakenteen painumien suuruuteen. Jos esikuormituspenkereen kuormaa kasvatettaisiin esimerkiksi lopullisen piharakenteen kuormituksen tasolle (vuoden vaikutusaika), painuisi savikko esikuormituksen aikana arviolta noin 170 mm lopullisen painumarvion ollessa noin 190 mm.



Kuva 46. Ilman esikuormitusta maanvaraan perustetun pihan kuormitushistoria sekä aika-painumakuvaaja leikkauksen B4-B4 keskivaiheilla (tarkastelupiste 40). Savikerros noin 4m, täyttö noin 2m.

Kuten jo esikuormittamattoman pihan laskentatarkastelusta voitiin arvata, on savikerroksen paksuus leikkauksen B6-B6 alueella pääosin liian suuri, jotta lyhytaikaisella esikuormituksella saavutettaisiin riittävän pieni painumaennuste tulevalle pihalle. Tasolle +49 toteutetulla esikuormituspenkereellä saavutettaisiin laskelman mukaan koko leikkauksen alueella vuodessa alle 200 mm painuma, kun pihan lopullinen kokonaispainuma-arvio leikkauksen alueella on suurelta osin lähes 400 mm. Kuitenkin myös leikkauksen B6-B6 pohjoisosassa, matalamman pihan täyttökerroksen alueella, maanvarainen perustaminen edellä mainitun mukaisesti esikuormitetun pohjamaan varaan on mahdollista. Taulukkoon 17 on koottu laskelmien perusteella tehdyt karkeat arviot siitä, millaisilla savikkopaksuuksilla 1,5...2,0 metrin paksuisten pihan rakennekerrosten maanvarainen perustaminen tasoon +49 toteutetun esikuormituspenkereen 1 vuoden vaikutusajan jälkeen on mahdollista. Lisäksi taulukossa on esitetty painuma-arviot esikuormituksen jälkeen tapahtuville pihan kokonaispainumille kyseisillä savikko- ja täyttöpaksuuksilla.

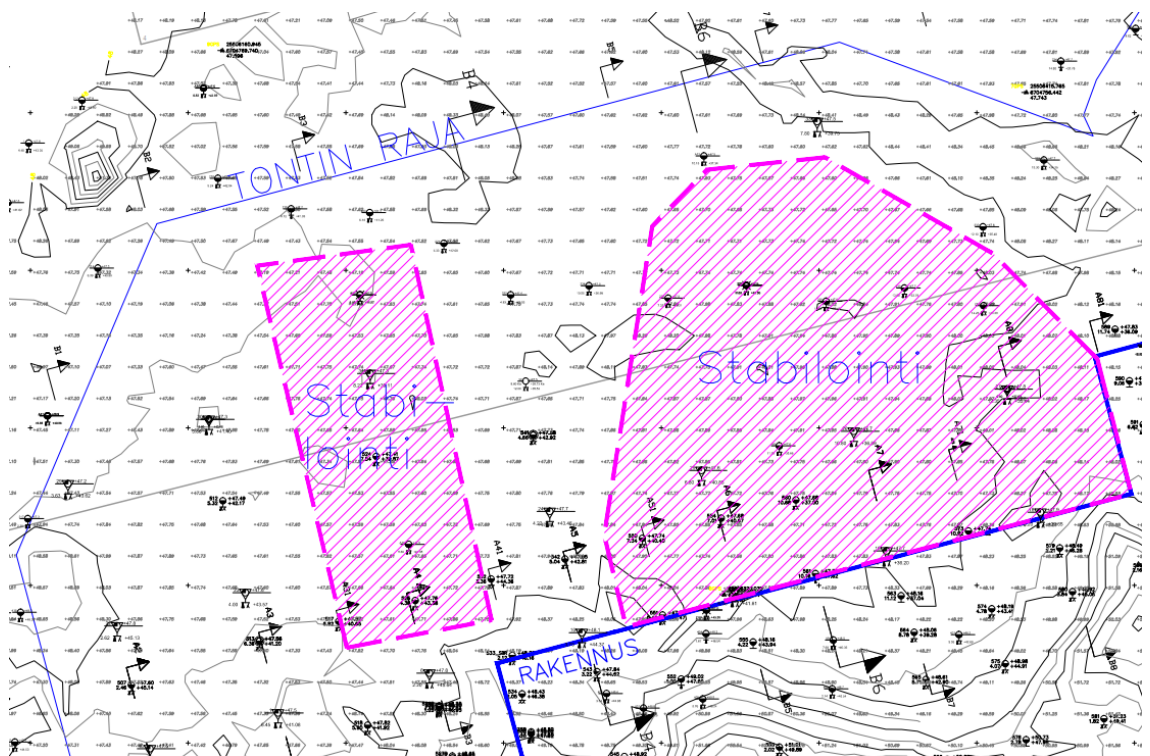
Taulukko 17. Laskelmien perusteella arvioidut savikko- ja täyttöpaksuudet, joilla maanvarainen perustaminen esikuormitetun pohjamaan varaan on mahdollista (esipennger tasoon +49, vaikutusaika 1 vuosi) ja lopullisen pihan painuma-arvio.

| Pihan täyttöpaksuus [m] | Savikon paksuus [m] | Lopullisen pihan painuma [mm] |
|----------------------------|------------------------|----------------------------------|
| 1,5 | 5,5 | 70 |
| 2,0 | 4,0 | 65 |

Painumalaskelmien perusteella jo matalalla ja lyhytaikaisella esikuormituspenkereellä voitaisiin saavuttaa merkittävää hyötyä ja säästöjä logistiikkakeskuksen pihan toteutuk-

sessä. Vuoden mittaisella 1...1,5 metrin paksuisella esikuormituspenkereellä alun perin maanvaraiseen perustamiseen sopimaton maapohja saataisiin vahvistettua niin, että pihan maanvarainen perustaminen jopa 4,0...5,5 metrin savikkopaksuudella olisi mahdollista. Esikuormituksen vaikutuksia olisi mahdollista tehostaa korottamalla esikuormituspengertä ja/tai pidentämällä sen vaikutusaikaa. Näillä muutoksilla lopullisen piharakenteen painumia voitaisiin entisestään pienentää, tai vaihtoehtoisesti laajentaa maanvaraisesti ilman pilaristabilointia tai kevennystäyttöjä perustettavaa piha-aluetta.

Kuvassa 47 on esitetty tarkastellun piha-alueen perustamistapaehdotukset esikuormituksen jälkeen. Punaisella on maalattu alueet, jotka tasoon +49 tehdyn esikuormituspenkereen ja vuoden vaikutusajan jälkeen tulisi edelleen vahvistaa esimerkiksi pilaristabiloinnilla. Sen sijaan maalatun alueen ulkopuolisella piha-alueella maanvaraisesti perustetun piha-alueen painumat pysyvät laskelmien mukaan esikuormituksen jälkeen sallituissa rajoissa. Ilman esikuormitusta koko piha-alue oli suunniteltu stabiloitavaksi ja stabiloitavan piha-alueen laajuus oli tarkasteluun valitulla alueella (kuva 47) noin 51 680 m². Esikuormituksen jälkeen stabilointia vaativien alueiden yhteislaajuus oli enää noin 22 630 m². Tässä työssä tarkastellun kaltaisella esikuormituksella ja valituilla maksimipainuman arvoilla esikuormitus mahdollistaisi siis pinta-alaltaan yli puolet (noin 29 050 m²) stabiloitavasta alueesta korvattavaksi maanvaraisella perustamisella.



Kuva 47. Esikuormituksen jälkeen stabiloitavan piha-alueen rajat (maalattu alue) karkeasti arvioituna. Muu piha-alue voidaan laskelmien mukaan perustaa maanvaraisesti. Ei mittakaavassa.

Karkeasti arvioidut kustannukset esikuormitukselle ja pilaristabiloinnille kuvassa 47 esitetyllä esikuormituksen jälkeen maanvaraisen perustamisen mahdollistavalla piha-alueella (maalaamaton alue) on esitetty taulukossa 18. Pilaristabiloinnin metrihinta pe-

rustuu Tiehallinnon (2002) julkaisuun Pohjarakentamisen kustannustiedoista (keskiarvo 600 mm pilareille esitetystä metrihinnasta). Esikuormituspenkereen yksikköhintana on hyödynnetty Häkkäsen (2014) diplomityössä käytettyjä kustannuksia: ylipenkereen rakentaminen ja käyttö 5,00 €/m³rtr ja ylipenkereen poisto 5,12 €/m³rtr. Taulukosta nähdään, että esitetyn mukaisella esikuormituksella pihan pohjanvahvistuskustannuksissa voitaisiin karkean arvion mukaan säästää noin 837 829 €. Pilaripituutena laskelmassa käytettiin keskimääräistä arvioitua pilaripituutta ja esikuormituspenkereen korkeutena keskimääräistä pengerkorkeutta tarkastelualueella. Laskelmat eivät perustu todellisiin suunnitelmiin vaan varovaisiin arvauksiin pilaripituuksista ja -määristä.

Taulukko 18. Esikuormituksen ja pilaristabiloinnin kustannusarviot mahdollisella maanvaraisesti perustettavalla alueella (ei perustu todellisiin suunnitelmiin).

| Pohjanvahvistus-tapa | Yksikköhinta | Pilarimäärä/ Esikuormitet-tava pinta-ala | Pilaripituus/ Esikuormituspenke-reen korkeus | Kokonaiskus-tannus |
|----------------------|----------------------------|---|---|--------------------|
| Pilaristabilointi | 8,75 €/m | 29 000 kpl | 4,75 m | 1 205 312 € |
| Esikuormitus | 10,12 €/m ³ rtr | 29 050 m ² | 1,25 m | 367 483 € |
| | | | Erotus | 837 829 € |

8 Tilastollinen tarkastelu

8.1 Painumalaskenta todennäköisyysmenetelmällä

Painumalaskelmissa kuten muissakin geoteknisissä laskelmissa keskeinen haaste tulosten luotettavuuden suhteen on laskentaparametrien määrittämiseen liittyvä epävarmuus. Kustannus- ja aikataulusyistä laskentaa suoritetaan monesti puutteellisilla lähtötiedoilla ja yksinkertaisilla laskentamenetelmillä. Geoteknisten laskelmien epävarmuuteen voi vaikuttaa puutteellisten kokeiden ja tutkimusten sekä yksinkertaistettujen laskelmien lisäksi epävarmuustekijät koe-/tutkimusjärjestelyissä sekä mahdolliset virheet parametrien määrittämisen yhteydessä. Tätä laskentaparametreihin liittyvää epävarmuutta voidaan todennäköisyyslaskennassa kuvata variaatiokertoimella eli *COV*-arvolla (englanniksi ”coefficient of variation”). Variaatiokerroin *COV* tarkoittaa tarkastellun otoksen keskihajontaa jaettuna otoksen keskiarvolla (kaava 28). *COV*-arvo toimii lähtökohtana luotettavuuteen perustuvalla suunnittelulla eli RBD-suunnittelulla (englanniksi Reliability Based Design). RBD-suunnittelua hyödynnetään monesti jo muun muassa rakennesuunnittelussa, mutta se on vähitellen hivuttautumassa myös geoteknisen suunnittelun alalle.

$$COV = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \approx \frac{SD_x}{\bar{x}} \quad (28)$$

missä *COV* on satunnaismuuttujan *x* variaatiokerroin
 σ_x on satunnaismuuttujan *x* keskihajonta
 μ_x on satunnaismuuttujan *x* odotusarvo
 SD_x on satunnaismuuttujan otoskeskihajonta
 \bar{x} on satunnaismuuttujan *x* otoskeskiarvo

COV-arvon määrittämisessä hyödynnetään tilastollisia menetelmiä ja se on sitä suurempi, mitä suurempi kyseisen ominaisuuden vaihtelu on. Maaparametrien osalta tämä vaihtelu on merkittävää, sillä maan epähomogeenisesta luonteesta johtuen sen ominaisuudet voivat vaihdella merkittävästi jo ohuenkin kerroksen sisällä. Tilastollisten menetelmien mielekäs ja luotettava käyttö edellyttää, että ominaisarvojen määrittämisessä käytettyjen havaintojen lukumäärä on vähintään 10 (Schneider 1999, Löfman 2016, s. 17).

Hannuksenpellon tutkimuskohteessa tehtiin saven ominaisuuksien tilastollista tarkastelua perustuen laboratoriokokeiden tuloksiin. Tilastollisen tarkastelun pohjalta suoritettiin yksinkertaista painumalaskentaa todennäköisyysmenetelmällä hyödyntäen Excel-taulukkolaskentaohjelmiston @Risk -lisäosaa. Tässä tarkastelussa määritettiin todennäköisyysjakauma savikon kokonaispainumalle tarkasteluun valitulla savikko- ja täyttöpaksuudella. Laskennan tuloksena saatiin kokonaispainuman histogrammi, joka ilmentää maaparametreihin liittyvän epävarmuuden aiheuttamaa painuman mahdollista vaihteluväliä. Iteraatioiden eli laskelmien lukumääräksi valittiin 1000 kappaletta.

Painumalaskelma todennäköisyysmenetelmällä suoritettiin Hannuksenpellon piha-alueelle kohtaan, jossa tuleva täyttöpaksuus on noin 1,0 metriä ja savikerroksen kokonaispaksuus noin 8 metriä (vastaava tilanne on tarkasteltu analyttisten laskelmien osal-

ta luvun 7.2 kuvassa 37). Savikerros jaettiin luokituskokeiden tulosten perusteella kiuakuorikerrokseen sekä kolmeen pehmeään osakerrokseen. Laskenta suoritettiin yksinkertaistuksen vuoksi kokoonpuristuvuusindeksimenetelmällä. Yksinkertaistukseen päädyttiin, koska ödometrikokeita ja muita spesifimpiä saven ominaisuuksien määrityskokeita ei ollut riittävästi tilastollisen tarkastelun kannalta. Ödometrikokeiden tulosten perusteella savikerros oli selvästi ylikonsolidoituneessa tilassa noin syvyysvälillä 0...3,5 metriä. Tällä syvyysvälillä hyödynnettiin kaavan 29 mukaista yhteyttä moduuliluvun ja kokoonpuristuvuusindeksin välille (Korhonen et al. 1974a, s. 44). Laskennassa käytetyn 1 metrin täyttökerroksen aiheuttama lisäkuormitus oli ylikonsolidoituneiden kerrosten esikonsolidaatiojännitykseen nähden vähäinen, joten 0...3,5 metrin syvyysvälillä päädyttiin käyttämään ödometrikokeen palautuskäyrän kokoonpuristuvuusindeksiä C_r , jonka määrittämissä käytetään palautuskäyrän moduulilukua m_2 .

$$C_c = \frac{(1+e_0) \cdot \ln 10}{m} \quad (29)$$

missä C_c on kokoonpuristuvuusindeksi
 e_0 on alkuhuokosluku
 m on moduuliluku

Yli 3,5 metrin syvyydellä savikerrokset arvioitiin normaalisti konsolidoituneiksi, jolloin kokoonpuristuvuusindeksi määritettiin Helenelundin vesipitoisuusmenetelmällä. Helenelundin vesipitoisuusmenetelmässä vesipitoisuuden ja kokoonpuristuvuusindeksin välille oletetaan kappaleen 4.4 kaavassa (26) esitetty yhteys. Painuma-aikatarkastelua todennäköisyysmenetelmällä ei tämän työn yhteydessä tehty. Perusteellisemmin painumien ja painuma-aikojen laskentaa todennäköisyysmenetelmällä on tarkasteltu Monica Löfmanin (2016) diplomityössä.

Todennäköisyyspohjaista painumalaskentaa varten saven eri ominaisuuksiin liittyvän epävarmuuden kuvaamiseksi tuli määrittää parametrikohtaiset variaatiokertoimet eli COV-arvot. Yksinkertaistettua kokoonpuristuvuusindeksilaskentaa varten variaatiokerroimet määritettiin savikerrosten tilavuuspainolle ja vesipitoisuudelle. Variaatiokerrointen määrittämiseksi osakerrosten eri ominaisuuksille määritettiin myös havaintojen lukumäärä (N), keskiarvo (ka), keskihajonta (SD) sekä minimi- ja maksimi-arvot. Kerroskohtaisesti määritetyt parametrit on esitetty taulukossa 19.

Koska saven vesipitoisuus ja tilavuuspaino korreloivat keskenään, määritettiin ns. kopulafunktio, joka huomioi saven eri ominaisuuksien väliset korrelaatiot (Nelsen 2006, Löfman 2016, s. 104). Kopulafunktion avulla varmistetaan se, että kun simulaatio arpoo laskentaparametrien arvoja jakaumista, maakerrokset saavat parametrit, jotka eivät ole ristiriidassa keskenään. Tämän laskennan yhteydessä kopulafunktio siis varmisti parametrien välisellä korrelaatiokertoimella sen, että jos savikerros saa suuren vesipitoisuuden arvon, on saman kerroksen tilavuuspaino puolestaan pieni. Kopulafunktio määritettiin tutkimuskohteesta saatujen luokitusominaisuuksien perusteella.

Taulukko 19. Vesipitoisuuden ja tilavuuspainon luonnollinen vaihtelu.

| | z = 1...2 m | | z = 2...5 m | | z = 5...8 m | |
|----------------|--------------|-------------------------------|--------------|-------------------------------|--------------|-------------------------------|
| | w (%) | γ (kN/m ³) | w (%) | γ (kN/m ³) | w (%) | γ (kN/m ³) |
| N | 22 | 5 | 49 | 11 | 18 | 3 |
| ka | 83,42 | 14,85 | 80,97 | 15,25 | 59,32 | 16,47 |
| SD | 27,63 | 6,60 | 21,47 | 5,00 | 19,36 | 0,88 |
| COV (%) | 33,13 | 44,43 | 26,52 | 32,76 | 32,64 | 5,35 |
| min | 33,10 | 14,10 | 50,70 | 14,48 | 33,10 | 15,70 |
| max | 116,80 | 17,30 | 123,80 | 16,50 | 84,40 | 17,70 |

Hannuksenpellon kuivakuorikerroksesta ei ollut edustavia tutkimustuloksia, joten 1 metrin paksuinen kuivakuorikerros mallinnettiin käyttäen kuivakuorisavelle tyypillisiä vakioarvoja $w = 40 \%$ ja $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ sekä analyyttisissä laskelmissa käytettyä moduulilukua $m_2 = 100$. Kuivakuorikerroksen alapuolinen savikerros jaettiin kolmeen osakerrokseen syvyysväleille 1...2 m, 2...5 m ja 5...8 m. Keskiarvon ja keskihajonnan avulla vesipitoisuudelle ja tilavuuspainolle määritettiin normaalijakauman mukaiset tiheysfunktioit kansainvälisen suosituksen mukaisesti (Löfman & Korkiala-Tanttu 2016, s. 71). Saven tiheydeksi oletettiin vakioarvo $\rho = 2,7 \text{ kg/m}^3$, jota hyödynnettiin laskentakeroskohtaisten alkuhuokoslukujen määrittämisessä. Alkuhuokosluvulle e_0 ja painumaparametrille C_c ei määritetty tiheysfunktioita, sillä ne määritettiin välillisesti vesipitoisuuden normaalijakauman perusteella. Pohjavedenpinta mallinnettiin 0,3 metrin syvyydelle maanpinnasta kuten analyyttisissä laskelmissa. Painumalaskelmassa tarkasteltavien kerrosten paksuudeksi valittiin osakerrosten paksuutta pienempi paksuus 0,5 metriä, koska ohuempien laskentakerrosten käyttö lisää laskennan tarkkuutta.

Savikerroksissa tapahtuva primääripainuma laskettiin kokoonpuristuvuusindeksimenetelmällä kaavan 30 mukaisesti.

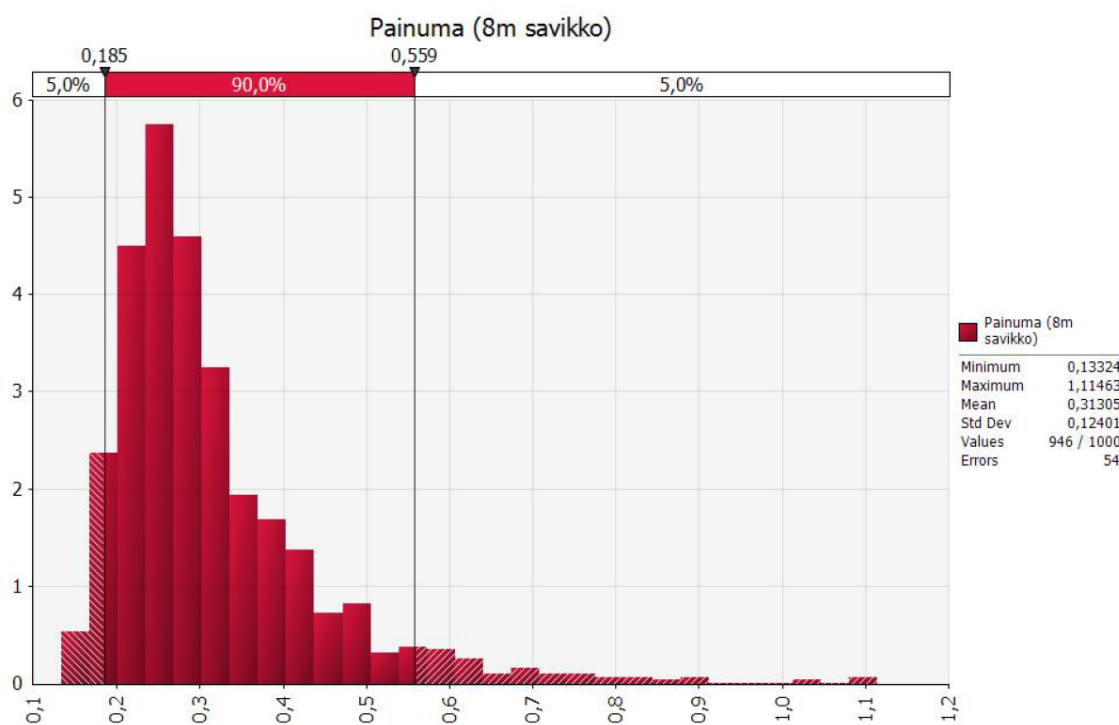
$$S_p = \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma_z}{\sigma_0}\right) \cdot h \quad (30)$$

missä S_p on primääripainuma [m]
 C_c on kokoonpuristuvuusindeksi [-]
 e_0 on alkuhuokosluku [-]
 σ_z on vallitseva jännitys kuormituksen jälkeen [kPa]
 σ_0 on jännitys ennen kuormitusta [kPa]
 h on laskentakerroksen paksuus [m]

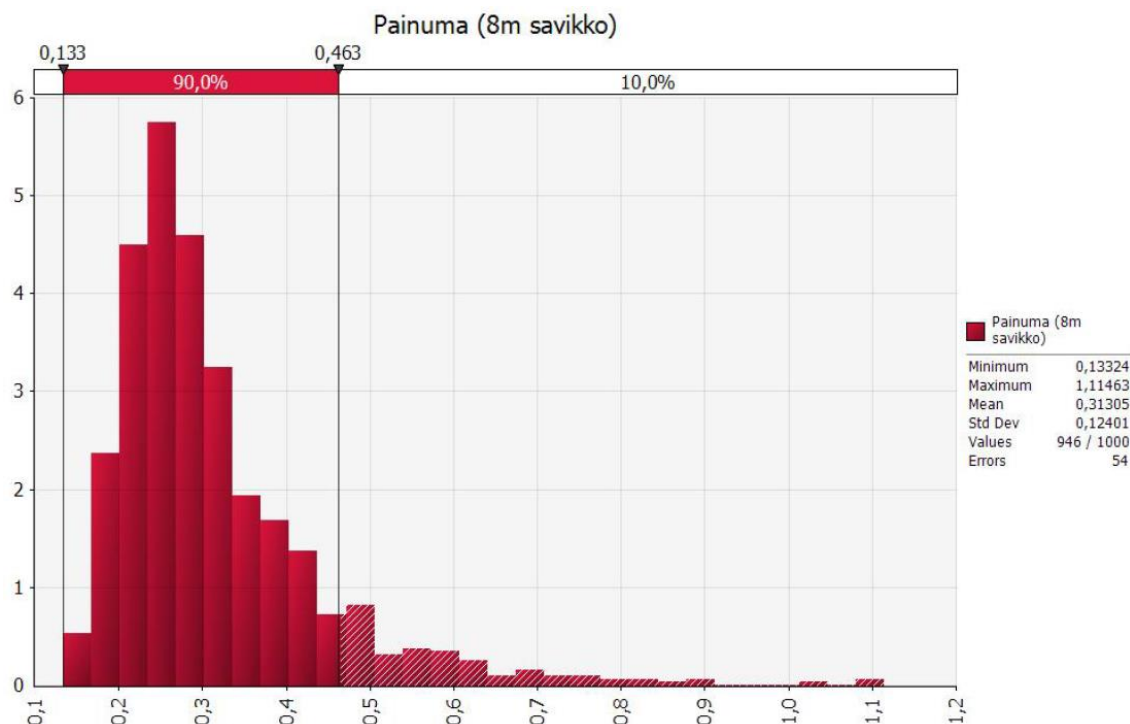
Kokonaispainuman histogrammi 8 metrin savikkopaksuudella ja 1 metrin täyttöpaksuudella on esitetty kuvassa 48. Kokonaispainuman arvoksi saatiin pienimmillään 0,13324 metriä ja suurimmillaan 1,11463 metriä. Painumajakauman keskiarvo 0,31305 metriä sijoittuu analyyttisiin laskelmiin verrattuna tangenttimoduulimenetelmän ja redusoidun tangenttimoduulimenetelmän tulosten (0,260 m ja 0,353 m) välimaastoon. Analyyttisistä laskelmista eroten tuloksista voidaan helposti määrittää todennäköisyyksiä erilaisille painumille. Kuvasta 48 nähdään esimerkiksi, että laskennan mukaan tilanteessa, jossa

kahdeksan metriä paksun savikon päälle rakennettaisiin 1 metrin paksuinen täyttökerros, painumat tulisivat olemaan 90 % todennäköisyydellä välillä 0,182...0,552 metriä. Vastaavasti kuvan 49 kaltaisella tarkastelulla nähdään, mikä on 90 % todennäköisyydellä arvioitu maksimipainuma (0,463 m) tarkastellussa tilanteessa. Helposti voidaan havainnollistaa myös esimerkiksi se, että mikä on todennäköisyys sallitun maksimipainuman (esim. 0,4 m) ylittymiselle tarkastellussa tilanteessa (kuva liitteessä 7).

Kokonaispainuman histogrammin oikeassa reunassa sijaitsevasta tietolaatikosta nähdään, että suoritetuista 1000 iteraatiosta 946 kpl onnistui ja 54 iteraatiokerralla tulosta ei saatu laskettua. Nämä epäonnistuneet laskukerrat selittyvät sillä, että lähtöaineistona käytetty vesipitoisuus määritettiin normaalijakaumana, jolloin vesipitoisuus voi saada myös negatiivisia arvoja. Nämä negatiivisella vesipitoisuuden arvolla suoritettujen laskelmien epäonnistuminen, sillä Helenelundin vesipitoisuusmenetelmässä negatiivinen vesipitoisuuden arvo aiheuttaa sen, että laskentaohjelma yrittää ottaa neliöjuuren negatiivisesta luvusta. Nämä epäonnistuneet iteraatiokerrat eivät kuitenkaan juuri vaikuta tuloksen laatuun, sillä negatiiviset vesipitoisuuden arvot ovat käytännön tilanteissakin mahdottomia. Lähtöparametreina käytettyjen kerroskohtaisten vesipitoisuuden ja tilavuuspainon normaalijakaumat on esitetty liitteessä 7.



Kuva 48. Kokonaispainuman histogrammi 8 metrin savikkopaksuudella ja 1 metrin täyttöpaksuudella.



Kuva 49. Maksimipainuman arvo (0,463 m) 90 % todennäköisyydellä.

Todennäköisyyspohjaisella laskennalla saatiin tämän tarkastelun yhteydessä kohtalaisesti tangenttimoduulimenetelmälaskelmien kanssa vertailukelpoisia tuloksia. Todennäköisyyslaskennan tarkkuutta heikensi tutkimusalueen suuri laajuus ja tutkimusten vähäisyys tilastollisen tarkastelun näkökulmasta. Tutkimusalueen laajuus aiheutti sen, että tutkimuspisteiden etäisyydet olivat suhteellisen suuria, jolloin savikerrosten ominaisuuksien ja kerrospaksuuden vaihtelu poikittaissuunnassa huomattavasti heikensi kerroskohtaisten parametrijakaumien laatua. Parametrijakaumien heikko laatu ilmeni erityisesti kerroskohtaisten *COV*-arvojen suuruudessa (taulukko 17). Vesipitoisuudelle määritetyt *COV*-arvot vaihtelivat välillä 26,5...33,1 % ja tilavuuspainon vastaavasti välillä 5,3...44,4 %. Kirjallisuudessa esitetyt suositusarvot vastaaville *COV*-arvoille ovat huomattavasti pienemmät: vesipitoisuudelle *COV* = 15 % ja tilavuuspainolle *COV* = 2 % (Phoon & Kulhawy 1999). Todennäköisyysmenetelmien onkin todettu soveltuvan parhaiten vaativiin tai poikkeuksellisen vaativiin kohteisiin, joissa yleensä myös tutkimuksia ja laskentoja suoritetaan huomattavasti enemmän ja tiheämmin (Löfman 2016, s. 116).

8.2 CPTU- ja puristin-heijarikairauksen välinen korrelaatio

Hannuksenpellon tutkimuskohteessa suoritettiin Geotek Oy:n toimesta yhteensä 11 CPTU-kairausta tavoitteena tutkia niiden mahdollista korrelaatiota alueella suoritettujen puristin-heijarikairauksen (HP) tulosten kanssa. Vertailuparametriksi valittiin kairauksen kärkivastuksista määritetyn suljetun leikkauslujuuden arvot ja niiden syvyysriippuvuus. Vertailun tueksi otettiin tutkimuspisteiden läheisyydessä suoritettujen siipikairauksen (SI) sekä läheisten tutkimuspisteiden häiriintymättömille näytteille tehtyjen ödometrikkokeiden tulokset. Vertailututkimuksiksi valittiin sellaiset tutkimukset, jotka oli suori-

tettu maksimissaan 35 metrin etäisyydellä vertailukohteena olevasta CPTU/(HP)-kairauspisteestä. Vertailun ulkopuolelle jätettiin yksi tutkimuspiste, jossa siipikairaus oli selvästi virheellinen sekä yksi vanha puristin-heijarikairaus, jonka mittaustarkkuus oli poikkeuksellisen heikko.

Vertailuun valikoitui yhteensä 10 kpl puristin-heijarikairauksia, joista yhdeksän oli suoritettu keväällä 2016 Geotek Oy:n toimesta (kairakoneella GM50 Combi) ja yksi oli vanha Espoon tietokannasta hankittu kairaus. Siipikairauksia vertailuun valikoitui puolestaan viisi kappaletta ja ödometrikokeiden tuloksia yhteensä neljästä tutkimuspisteestä. CPTU-kairauksista kolme ensimmäistä suoritettiin huhtikuussa 2016 suurikapasiteetisella kärjellä (kairakone GM75 GT) ja loput kahdeksan elokuussa 2016 nk. herkällä kärjellä (kairakone GM50 Combi). Herkällä kärjellä suoritetuista CPTU-kairauksista viisi suoritettiin samassa pisteessä aiemmin suoritettua puristin-heijarikairauksen kanssa ja yksi suoritettiin samassa pisteessä häiriintymättömän näytteenoton kanssa (näytteille suoritettu myös ödometrikokeet). Suurikapasiteetisella kärjellä suoritetuista CPTU-kairauksista kaksi sijoittui samaan pisteeseen häiriintymättömän näytteenoton kanssa. Taulukossa 20 on esitetty tarkastellut CPTU-kairauspisteet (ja yksi HP) sekä jokaisen pisteen vertailututkimukset.

Suljetun leikkauslujuuden arvo CPTU-kairausten tuloksista määritettiin kappaleessa 3.4 esitetyn kaavan 16 mukaisesti. Samaa kaavaa sovellettiin myös puristin-heijarikairaukselle. Kaavassa käytetty empiirinen kantavuuskerroin N määritettiin silmämääräisesti sovittamalla suljetun leikkauslujuuden syvyysriippuvuuden kuvaajaa muihin läheisten tutkimusten tuloksiin. Kairauskohtaisesti määritetyt N -arvot on esitetty taulukossa 20. Pisteissä, joiden läheisyydessä oli tehty siipikairauksia, oletettiin siipikairauksien vastaavaan saven todellisia leikkauslujuuden arvoja. Muissa pisteissä lähimpänä todellisuutta oletettiin olevan ödometrikokeesta määritetyt arvot tai vaihtoehtoisesti CPTU:n arvot sovitettiin varovaisesti arvioimalla mukailemaan muita lähialueelta saatuja siipikairauksen avulla sovitettuja tuloksia. Ödometrikokeiden tuloksista suljetun leikkauslujuuden arvio määritettiin esikonsolidaatiojännityksen avulla kaavan 31 mukaisesti.

$$s_u = 0,22 \cdot \sigma'_c \quad (31)$$

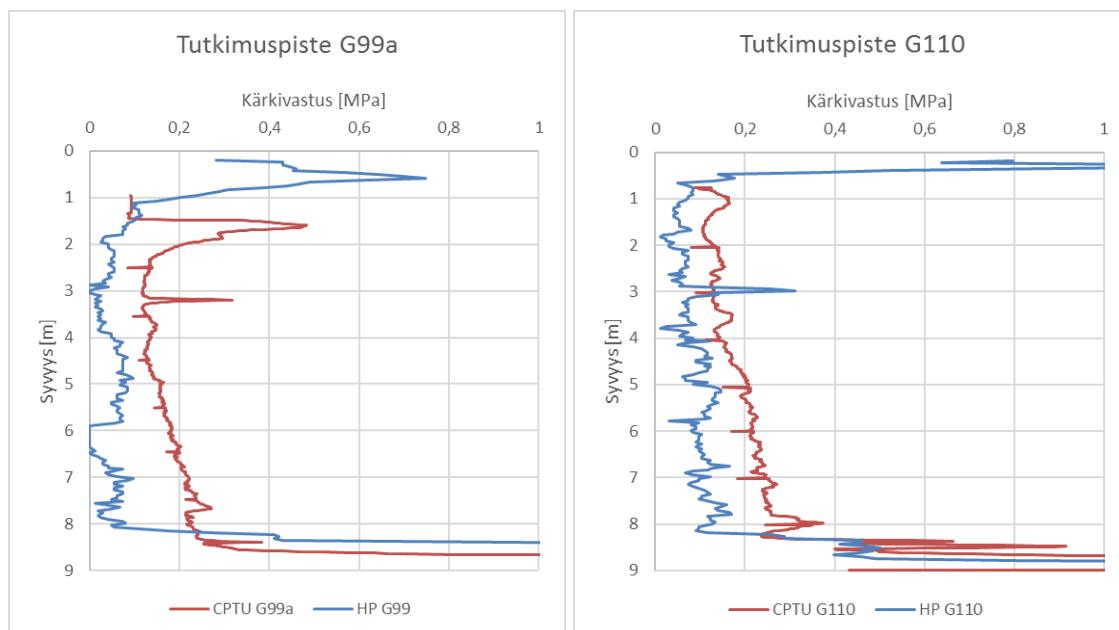
missä s_u on suljettu leikkauslujuus [kPa]
 σ'_c on esikonsolidaatiojännitys [kPa]

Vertailun tukena käytettiin myös ns. Bjerrumin arviota, jonka mukaan suljetun leikkauslujuuden minimiarvon on 0,22-kertainen kyseisellä syvyydellä vallitseva pystysuuntaiseen jännitykseen nähden. Tämän minimiarvon avulla vertailun ulkopuolelle saatiin rajattua varmuudella virheellisiä tuloksia.

Taulukko 20. Vertailussa käytetyt tutkimukset ja kantavuuskertoimen *N* vaihtelu. Suurikapasiteettisella kärjellä suoritettujen CPTU-kairauksen perässä merkintä ”(iso)”.

| Tutkimuspiste CPTU | Vertailukohteet | | | | N-arvo CPTU | N-arvot HP |
|--------------------|-----------------|----------|------------|------------------|----------------|----------------|
| | HP [kpl] | SI [kpl] | CPTU [kpl] | ödo [kpl] | | |
| G7 (HP) | 1 | 1 | | | | 11 |
| G75 (iso) | | | | 1 | 11 | |
| G83b | 1 | | | | 11 | 5 |
| G99a | 2 | 1 | | | 12 | 3 |
| G101 | 2 | | | | 13 | 4, 4 |
| G102a | | | 1 | 1 | 14 | |
| G108 | | | 1 | | 17 | |
| G110 | 1 | 2 | | | 16 | 7 |
| G116 | | | 1 | | 14 | |
| G125 | 1 | 1 | | | 20 | 6 |
| G134 (iso) | 1 | | | 1 | 18 | 26 |
| G163 (iso) | 2 | 1 | | 1 | 11 | 12, 20 |
| | | | | Keskiarvo | 14,273 | 9,8 |
| | | | | Hajonta | 2,957 | 7,291 |
| | | | | COV | 20,72 % | 74,40 % |

Samassa pisteessä tai toistensa läheisyydessä suoritettujen CPTU- ja puristin-heijarikairauksen kärkivastusten arvoja sekä kärkivastuksen avulla määritettyjä suljetun leikkauslujuuden arvoja vertailtiin keskenään. CPTU-kairauksen ja puristin-heijarikairauksen kärkikappaleet sekä kärkivastuksen määrittäminen erosivat toisistaan. Tämän työn aineistoina käytetyissä tutkimustuloksissa eroavaisuudet kairausmenetelmien kaluston ja mittaustekniikan välillä näkyivät kärkivastusten arvoissa siten, että puristin-heijarikairauksista määritetty kokonaiskärkivastus oli pääsääntöisesti selvästi CPTU-kairauksesta mitattua kärkivastusta pienempi (kuva 50). Kairausoppaassa 6 (SGY 2001, s. 78) on esitetty, että puristin-heijarikairauksen kärkivastus tulisi korjata CPTU:n kärkivastukseen pohjautuvan vuorosuhteen mukaisella korjauskertoimella. Tämän tutkimuksen yhteydessä tehtyjen kairauksen välillä ero kärkivastusten arvoissa oli kuitenkin niin suuri, että käyttämällä puristin-heijarikairauksen kärkivastukselle kairausoppaassa esitettyä korjauskerrointa ei tulosten vastaavuus juuri parantunut. Puristin-heijarikairauksen heikommasta mittaustarkkuudesta johtuen siitä määritettyjen parametrien vaihteluväli oli huomattava, jolloin korjauskertoimen käyttäminen vain entisestään korosti kärkivastuksen arvojen heittelyä. Edellä mainituista syistä korjauskerrointa ei tämän tutkimuksen yhteydessä käytetty.

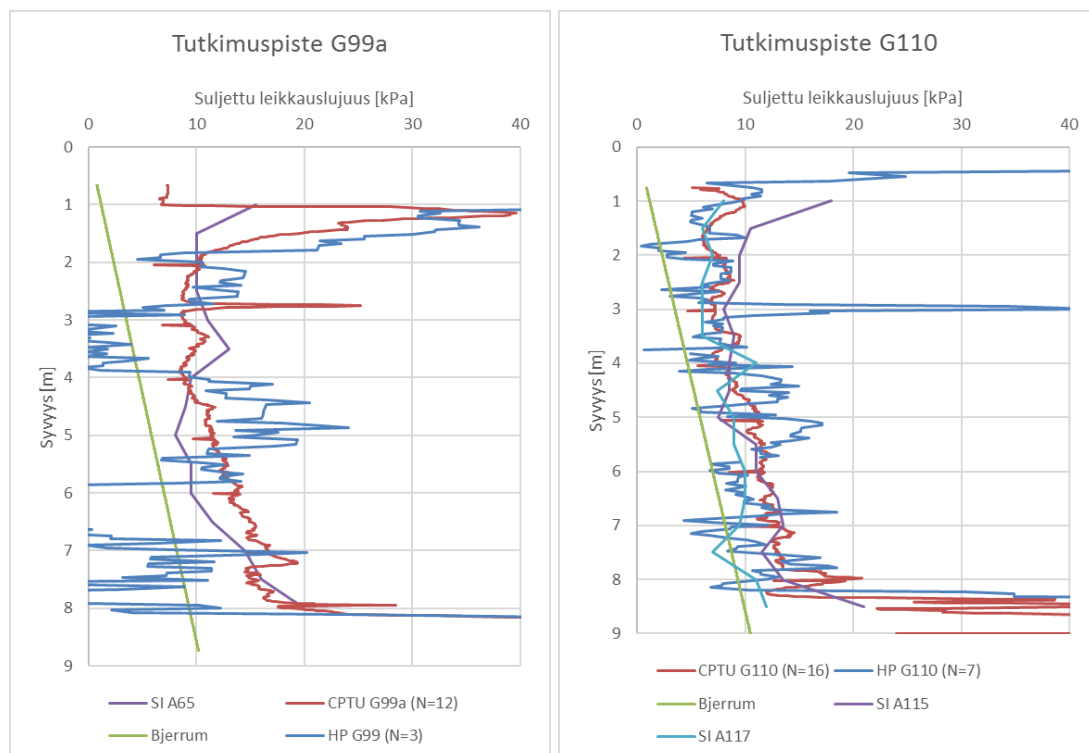


Kuva 50. CPTU- ja puristin-heijarikairauksesta määritetyn kärkivastuksen vertailu tutkimuspisteissä G99 ja G110.

Kuten Hietala (2016) on seminaarityönä tekemässään tutkimuksessa myös todennut, ei selkeän korrelaation löytäminen CPTU- ja puristin-heijarikairauksen välille ole ainaakaan nykyään yleisesti käytetyillä laitteistoilla ja menetelmillä kovin helppoa. Puristin-heijarikairauksen mittaustarkkuuden karkeus aiheuttaa määritetyille parametreille suurta vaihtelua. Hietalan (2016) tutkimuksen yhteydessä puristin-heijarikairauksista määritettyjen, ja siipikairauksen tulosten avulla sovitettujen, suljetun leikkauslujuuden arvojen määrittämisessä käytettyjen kantavuuskerrointen arvot vaihtelivat välillä 20...140. Hietalan tutkimuksesta eroten tämän tutkimuksen yhteydessä ei saatu yhtä huomattavaa hajontaa puristin-heijarikairauksen kantavuuskertoimen N -arvoille (taulukko 20). Toisaalta ei kuitenkaan myöskään löydetty tavoitellun kaltaista tyydyttävää korrelaatiota CPTU- ja HP-kairauksen tulosten välille. Suljettua leikkauslujuutta määritettäessä kävi pääsääntöisesti niin, että käyttämällä puristin-heijarille ja CPTU:lle samaa N -arvoa, oli puristin-heijarin tuloksista määritetty suljetun leikkauslujuuden arvojen vaihteluväli tyydyttävä, mutta leikkauslujuuden arvot jäivät epärealistisen pieniksi. Pienentämällä puristin-heijarille käytettyä N -arvoa saatiin suljetun leikkauslujuuden arvot mukailemaan suuruusluokaltaan osittain paremmin CPTU:sta määritettyjä leikkauslujuuden arvoja, mutta toisaalta tulosten vaihteluväli kasvoi silloin huomattavasti.

Kuvasta 51 nähdään, kuinka tutkimuspisteessä G99a on pyritty saamaan puristin-heijarista määritetty suljetun leikkauslujuuden arvo mukailemaan CPTU:n ja siipikairauksen tuloksia pienellä N -arvolla, minkä seurauksena puristin-heijarista määritettyjen arvojen vaihteluväli on suuri ja leikkauslujuus heittelee vuoroin yli ja alle vertailukairauksen tulosten sekä Bjerrumin rajan. Toisaalta, jos kyseisen kairauksen (HP G99) N -arvoa kasvattaa, romahtavat suljetun leikkauslujuuden arvot lähes koko matkalta alle Bjerrumin rajan. Tutkimuspisteessä G110 (kuva 51) eri menetelmillä määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot saatiin vastaamaan toisiaan yllättävän hyvin. Puristin-heijarikairauksesta määritetyt leikkauslujuuden arvot mukailivat hyvin siipikairauksen ja

CPTU:n tuloksia ja leikkauslujuuden kuvaaja pysyi yksittäisiä piikkejä lukuun ottamatta koko matkan Bjerrumin minimiarvon yläpuolella. Löydetystä korrelaatiosta ei kuitenkaan voi vetää vielä suurempia johtopäätöksiä, sillä tämän tutkimuspisteen lisäksi vain tutkimuspisteissä G7 ja G134 onnistuttiin löytämään kelvollinen korrelaatio eri tutkimusmenetelmien tuloksista määritettyjen suljetun leikkauslujuuden arvojen välille.

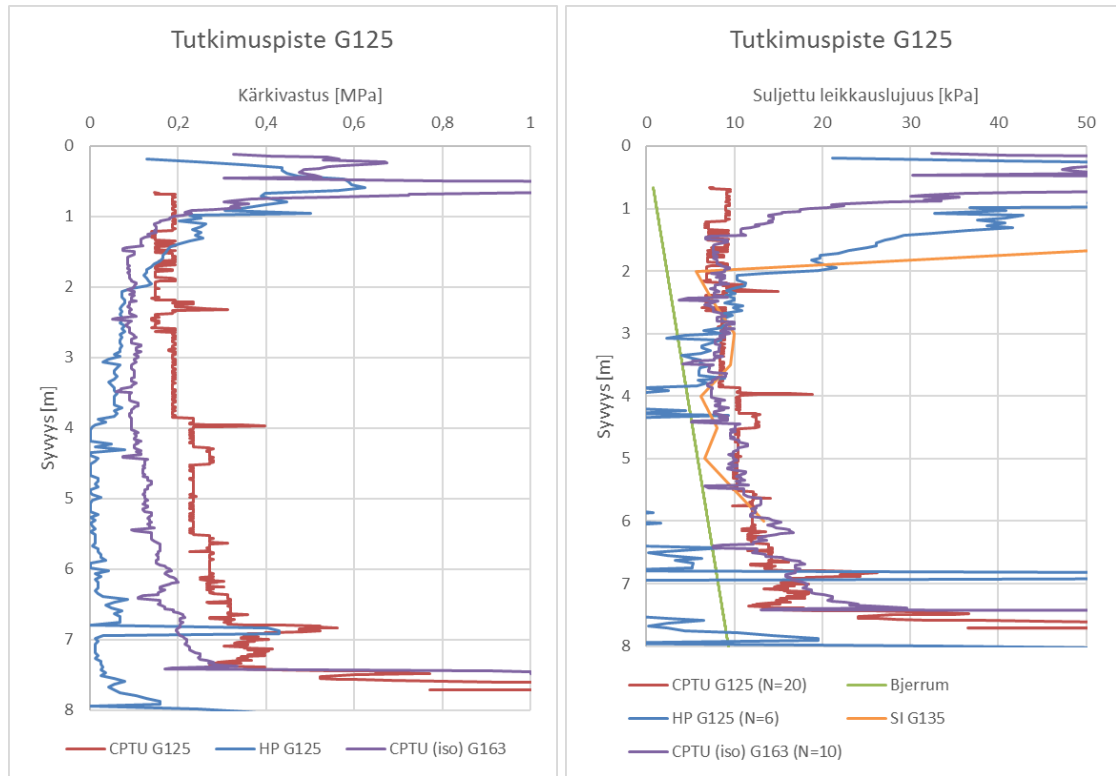


Kuva 51. Suljettu leikkauslujuus tutkimuspisteissä G99a ja G110.

Kuvan 51 tutkimuspisteen G110 kuvaajasta nähdään myös se, että vaikka siipikairaus-ten tuloksia käytettiin tässä tutkimuksessa oikeaksi oletettuina vertailuarvoina, ei siipi-kairaus välttämättä aina ole se kaikista luotettavin menetelmä suljetun leikkauslujuuden määrittämisessä. Tutkimuspisteen G110 kuvaajassa siipikairaus A115 mukaillee suhteelli-sen hyvin CPTU-kairauksen kuvaajaa ja on muodoltaan realistinen leikkauslujuuden kasvaessa syvyyden mukana (kuivakuoren jälkeen). Siipikairauksen A117 kuvaaja puo-lestaan antaa hieman vaihtelevampia tuloksia ja 7,5 metrin syvyydellä leikkauslujuuden arvo romahtaa alle Bjerrumin menetelmällä määritetyn leikkauslujuuden minimiarvon. Lisäksi vertailun ulkopuolelle jätettiin joitain siipikairauksia, joiden kuvaaja oli selkeäs-ti virheellinen (leikkauslujuus pieneni syvyyden kasvaessa tai arvoissa oli merkittävää heittelyä).

Suuressa osassa tutkimuspisteistä ongelmaksi muodostui se, että johtuen puristin-heijarikairauksen kärkivastuksen mittauksen epätarkkuudesta, puristin-heijarikairauksesta määritetyt kärkivastuksen arvot eivät merkittävästi kasvaneet syvyy-den kasvaessa. Tästä seurasi se, että saven pintakerroksissa suljetun leikkauslujuuden arvoille saatiin jonkinasteinen korrelaatio CPTU-kairauksesta määritettyjen arvojen kanssa, mutta syvemmälle mentäessä puristin-heijarin kärkivastuksesta määritetyt leik-kauslujuuden arvot kääntyivät laskuun ja lopulta alittivat Bjerrumin menetelmällä mää-

ritetyn leikkauslujuuden minimiarvon. Paikoin puristin-heijarin avulla määritetty suljetun leikkauslujuus sai jopa negatiivisia arvoja johtuen siitä, ettei mitatun kärkivastuksen arvo kasvanut samaan tahtiin lasketun vallitsevan jännityksen kanssa (kuva 52). Negatiivisia suljetun leikkauslujuuden arvoja aiheutti joissain pisteissä myös se, että puristin-heijarin mittaustarkkuus oli niin heikko, että kärkivastukselle saatiin paikoin jopa nolla-arvoja (esim. HP G99a kuvassa 50 ja HP G125 kuvassa 52).



Kuva 52. Tutkimuspiste G125 kärkivastuksen ja suljetun leikkauslujuuden arvot. CPTU (iso) G163-kairaus on tehty suurikapasiteettisella kärjellä.

Tämän tutkimuksen yhteydessä suoritettujen CPTU-kairauksen avulla määritettyjen suljetun leikkauslujuuksien arvojen sekä siipikairauksen ja ödometrikokeiden tuloksien välille saavutettiin suurimmaksi osaksi hyvä korrelaatio. Läheisissä pisteissä tehdyt CPTU-kairaukset vastasivat kohtalaisen hyvin toisiaan ja vastaavuus läheisten siipikairauksen kanssa oli tyydyttävää (näitä tosin oli vain viiden CPTU-pisteen läheisyydessä). Suljetun leikkauslujuuden määrittämisessä käytetyt kantavuuskertoimen N -arvot vaihtelivat välillä 11...20 vastaten suhteellisen hyvin kairausoppaassa VI (2001) savelle ehdotettua arvoa $N = 16,3$. CPTU-kairauksen N -arvoille määritetty COV -arvo oli 20,72 %.

Olisi ollut kiinnostavaa vertailla tarkemmin myös suurikapasiteettisella ja herkällä kärjellä tehtyjen CPTU-kairauksen välisiä eroja, mutta tämän tutkimuksen yhteydessä niitä ei tehty lähekkäisissä pisteissä. Lähimmäs toisiaan (etäisyys noin 52 metriä) sijoittuivat pisteet G125 (herkkä) ja piste G163 (suurikapasiteettinen), joissa suoritettujen kairauksen tulokset on esitetty kuvan 52 kuvaajissa. Selänpää (2015, s. 48) on esittänyt Tampereen teknillisen yliopiston CPTU-tutkimuksen tuloksiin perustuen, että suurikapasiteettisen kärjen mittaustulokset kärkivastuksen osalta eivät olisi riittäviä maaparametrien

määritykseen. Tämän tutkimuksen yhteydessä kuitenkin myös suurikapasiteettisella kärjellä suoritettujen kairausten tuloksista saatiin määritettyä hyvin siipikairausten tuloksia vastaavat leikkauslujuuden arvot. Tutkimusaineisto suurikapasiteettisen kärjen osalta oli kuitenkin hyvin vähäinen (3 kpl), joten yleispäteviä johtopäätöksiä näistä tuloksista ei voi vetää.

Puristin-heijarikairauksilla tyydyttävä korrelaatio muiden tutkimusten kanssa saatiin vain kolmessa tutkimuspisteessä. Muissa pisteissä puristin-heijarikairausten tulokset olivat saven pintaosissa vielä tyydyttäviä, mutta noin 3 metrin syvyyden jälkeen puristin-heijarikairauksen mittaustarkkuus ei riittänyt edes välttävästi realistisen suljetun leikkauslujuuden arvojen määrittämiseen. Puristin-heijarikairauksille määritetyt N -arvot vaihtelivat välillä 3...26 ja N -arvolle määritetty COV -arvo oli 74,40 % eli varsin heikko. Eräänlaisena ylärajana vertailukelpoiselle korrelaatiolle tulosten välillä voidaan pitää COV -arvoa 30 %. Tuloksesta tekee entistä heikomman se, että suurella osalla puristin-heijarikairauksille määritetyistä N -arvoista silmämääräinen korrelaatio muiden kairausten välillä oli vähintäänkin suuremmilla syvyyksillä huono tai olematon.

Kaikkien tutkimuspisteiden kärkivastusten ja määritettyjen suljetun leikkauslujuuksien kuvaajat löytyvät liitteestä 8.

9 Yhteenveto ja johtopäätökset

Työssä laskettiin tulevaisuuden painumia erilaisin analyyttisin menetelmin kolmessa eri tutkimuskohteessa. Pääpaino oli Espoon Hannuksenpellon tutkimuskohteella, jossa suoritettiin analyyttisten painumalaskelmien lisäksi saven ominaisuuksien tilastollista tarkastelua sekä tutkittiin CPTU-kairauksen ja puristin-heijarikairauksen välistä korrelaatiota. Kaksi muuta tutkimuskohdetta olivat Järvenpäässä sijaitseva 1960-luvulla rakennettu painunut kerrostalokohde sekä Järvenpäähän suunnitellun logistiikkakeskuksen savikolle sijoittuva piha-alue. Johdannossa asetetut tutkimuskysymykset on esitetty tässä tekstissä ranskalaisin viivoin ja kursiivilla aina sen kappaleen (tai kappaleiden) edellä, joka vastaa kyseiseen tutkimuskysymykseen.

Hannuksenpellon uudisrakennuskohteen piha-alueen ja Järvenpään painuneen kerrostalon painumalaskenta suoritettiin kertaalleen ruotsalaisella painumalaskentamenetelmällä sekä tangenttimoduulimenetelmällä kahteen kertaan, ensin suoraan CRS-ödometrikokeista määritetyillä parametreilla ja sitten nopeusredusoiduilla esikonsolidaatiojännityksen ja moduulilukujen arvoilla. Järvenpään logistiikkakeskuksen piha-alueelta otettujen maanäytteiden häiriintymisestä johtuen tangenttimoduulimenetelmän tai ruotsalaisen painumalaskentamenetelmän lähtöparametreja ei voitu määrittää, joten käytettiin yksinkertaisempaa Helenelundin vesipitoisuusmenetelmää.

- *Millaisia painumia esimerkkikohteissa on odotettavissa? Entä miten jo painuneessa kohteessa havaitut painumat eroavat laskentaohjelmien antamista painumaennusteista?*

CRS-kokeen redusoiduilla parametreilla saatiin suurimmat painumaennusteet kaikissa tutkimuskohteissa. Ruotsalainen painumalaskentamenetelmä antaa yleensä tangenttimoduulimenetelmää pienempiä ja realistisempia painuma-arvioita, mutta painuneen kerrostalon painumalaskennassa jännitysekspONENTIN arvoja korjattiin hieman, jolloin tangenttimoduulimenetelmällä saatiin pienin, ja tässä tapauksessa realistisin, painumaennuste. Painuneessa kerrostalokohteessa kuitenkin pieninkin laskettu painuma-arvio rakennuksen jo tapahtuneille painumille arvioitiin todellista suuremmaksi. Suurin yksittäinen painumien yliarviointiin vaikuttava tekijä oli todennäköisesti maanäytteiden häiriintyminen, mikä aiheutti erityisesti esikonsolidaatiojännityksen aliarviointia. Lisäksi rakennuksen puutteellisten historiatietojen seurauksena laskennassa jouduttiin tekemään karkeita arvioita ja oletuksia, jotka osaltaan saattoivat heikentää laskennan todenmukaisuutta. Rakennuksen tulevaisuuden painumiksi arvioitiin maksimissaan noin 100 mm, mikä tulee tapahtumaan hitaasti seuraavan 30 vuoden kuluessa.

Kerrostalokohteen laskentojen yhteydessä todettiin, että redusioimattomilla parametreilla suoritettu laskenta antoi paremmin todellisuutta vastaavia painuma-arvioita. Tämän havainnon yhteydessä heräsi ajatus siitä, että ellei maanäytteiden voida olettaa olevan erittäin korkealaatuisia (eli korkea häiriintymättömyysaste) ei CRS-kokeesta saatujen esikonsolidaatiojännityksen ja moduuliluvun arvojen redusointi välttämättä ole aina tar-

peellista. Tämä ajatus perustuu siihen, että Suomessa yleisesti käytetyillä pieniläpimittaisilla näytteenottimilla maanäytteet häiriintyvät käytännössä lähes aina jonkin verran, mikä vaikuttaa pienentävästi CRS-kokeesta määritetyn esikonsolidaatiojännityksen arvoon. Tällöin CRS-kokeen suoritusnopeudesta johtuvan saven ominaisuuksien yliarvioinnista (esim. liian suuri esikonsolidaatiojännitys) aiheutuvan painumien aliarvioinnin voidaan ainakin jossain määrin olettaa tavallaan kumoutuvan, kun häiriintynyt näyte antaa todellista pienemmän esikonsolidaatiojännityksen arvon. Mikäli näytteenotto suoritetaan kehittyneemmillä menetelmillä (esim. Ruotsissa kehitetyillä suuriläpimittaisilla näytteenottimilla), joilla näytteiden häiriintyminen on todistetuksi hyvin vähäistä, CRS-kokeesta määritettyjen parametrien redusointi on tärkeämpää.

- *Millaisia eroja tai yhteneväisyyksiä eri laskentamenetelmillä saatujen tulosten välillä on?*

Hannuksenpellon kohteen tangenttimoduulimenetelmälaskennoissa CRS-kokeen nopeusredusoiduilla parametreilla saatiin noin 80...90 mm suurempia kokonaispainuman arvoja kuin redusoiduilla laskentaparametreilla. Ruotsalaisen menetelmän kokonaispainuman arviot puolestaan olivat noin 20...60 mm redusoidut tangenttimoduulimenetelmää pienempiä, jolloin ero kokonaispainuman arvoissa ruotsalaisen menetelmän ja redusoidun tangenttimoduulimenetelmän välillä oli noin 100...150 mm. Hannuksenpellon kohteessa ei suoritettu painumamittauksia, joten varmuudella ei voida tietää, mikä laskentatulosta vastasi parhaiten todellisuutta. Kuitenkin, koska näytteenotto suoritettiin samalla menetelmällä kuin kerrostalokohteessa, voidaan olettaa, että näytteet ovat häiriintyneet ainakin vähän. Tällöin todennäköisesti ainakin redusoidun tangenttimoduulimenetelmälaskennan tulokset yliarvioivat painumia.

Tämän tutkimuksen yhteydessä painumaseurantaa suoritettiin vain yhdessä tutkimuskohteessa (painunut kerrostalo) ja siinäkin hyvin lyhyellä aikavälillä, joten yleisten johtopäätösten vetäminen realistisimpia tuloksia antavasta laskentamenetelmästä ja lähtöparametrien määrittämisestä vaatisi lisätutkimuksia. Kaiken kaikkiaan jokaisella työssä käsitellyllä menetelmällä oikein sovellettuina sekä laadukkailla tutkimustuloksilla ja vankkaan kokemukseen perustuvalla lähtöparametrien määrittämisellä voidaan saavuttaa realistisia painuma-arvioita. Painumalaskelmien tuloksiin on kuitenkin aina syytä suhtautua tietyllä varovaisuudella. Joissain tilanteissa rinnakkaislaskelmien teko muilla menetelmillä voi toimia tukena lopullisten päätelmien vetämisessä.

- *Millaisia vaikutuksia vuoden kestoisella esikuormituksella olisi tarkastelujen piha-alueiden perustamisolosuhteisiin?*

Työssä tutkittiin esikuormituspenkereen vaikutusta Hannuksenpellon uudisrakennuskohteen ja Järvenpään logistiikkakeskuksen suunniteltujen piha-alueiden painumaennusteisiin. Molemmissa kohteissa vuoden kestoisella esikuormituksella voitaisiin laskelmien mukaan laajentaa maanvaraisesti perustettua piha-aluetta merkittävästi. Logistiikkakeskuksessa alun perin täysin maanvaraiseen perustamiseen sopimattomasta piha-alueesta noin puolet voitaisiin saada työssä tarkastellun kaltaisella 1...1,5 metrin pak-

suisella esikuormituspenkereellä riittävän painumattomaksi. Hannuksenpellossa puolestaan tarkastelualueen alun perin noin 8350 m² laajuista maanvaraiseen perustamiseen soveltuvaa aluetta saatiin laajennettua yli 60 %, jolloin uuden maanvaraisen perustamisen mahdollistavan piha-alueen laajuus oli yhteensä noin 13 500 m². Erityisesti näiden työssä tarkasteltujen uudisrakennuskohteiden kaltaisissa rakennuskohteissa, joissa samalla rakennusalueella on toisaalta louhittavaa kallioaluetta ja toisaalta painuvaa savikkoa, esikuormitus voi olla erittäin kustannustehokas ja toimiva ratkaisu piha-alueiden pohjanvahvistuksessa. Jo lyhytkestoisellakin esikuormituksella voidaan saavuttaa merkittäviä säästöjä pohjanvahvistuskustannuksissa, mutta sen hyödyntämismahdollisuuksien täytyy herätä ajoissa, jotta noin 1...2 vuoden kestoiselle esikuormitukselle löytyy tilaa rakennusaikataulusta. Lisäksi on huomattava, että parhaat hyödyt saavutetaan usein pidempiaikaisella (väh. 2 vuotta) esikuormituksella, jolloin paksumpikin savikko ehtii saavuttaa merkittävän osan ennustetuista painumista.

- *Löytyykö CPTU- ja puristin-heijarikairauksen välille korrelaatiota? Entä voisiko puristin-heijarikairauksella määrittää saven leikkauslujuusominaisuuksia?*

Työssä tutkittiin Hannuksenpellossa suoritettujen CPTU-, puristin-heijari- ja siipikairausten tulosten korrelaatiota ja erityisesti eri menetelmillä määritettyjen suljetun leikkauslujuuden arvojen yhteneväisyyttä. Rinnalla tarkasteltiin myös ödometrikokeista saadun esikonsolidaatiojännityksen avulla määritettyjä suljetun leikkauslujuuden arvoja. CPTU-kairauksista saatiin yhteneväisiä tuloksia suhteellisen pienellä vaihtelulla kantavuuskertoimen N arvoissa. CPTU-kairausten tulokset korreloivat myös kelvollisesti siipikairausten tulosten kanssa. Puristin-heijarikairausten tulosten laadussa ja tarkkuudessa puolestaan oli suurta vaihtelua ja monissa tutkimuspisteissä selkeää korrelaatiota CPTU- ja siipikairausten kanssa ei löydetty. Puristin-heijarikairauksen mittaustarkkuus on CPTU-kairaukseen verrattuna kovin karkea, mikä aiheuttaa epätarkkoja kärkivastuksen arvoja ja sitä kautta suurta vaihtelua kärkivastuksesta määritetyn suljetun leikkauslujuuden arvoissa. Näiden tulosten ja aiempien tutkimusten pohjalta puristin-heijarikairaus vaatisi kehittämistä erityisesti mittaustekniikan osalta, jotta saavutettaisiin parempi soveltuvuus maaparametrien kuten suljetun leikkauslujuuden määrittämiseen.

- *Millaista tilastollista vaihtelua Hannuksenpellon saven ominaisuuksilla on havaittavissa ja miten se vaikuttaa painumaennusteiden todennäköisyysjakaumiin?*

Todennäköisyyslaskennan tulokset vastasivat suuruusluokaltaan kohtalaisesti tangenttimoduulimenetelmälaskelmien tuloksia. RBD-laskennassa tehtiin joitakin yksinkertaisuuksia johtuen suppeasta lähtöaineistosta, mikä osaltaan vaikutti tulosten vastaavuuteen analyttisten laskelmien kanssa. RBD-laskennassa laskentaparametrien hajonnan luotettava määrittäminen vaatii suhteellisen laajoja tutkimustuloksia. Hannuksenpellon tutkimusalueen laajuudesta johtuen kerroskohtaisten parametrijakaumien COV-arvot ylittivät kansainvälisten suositusten mukaiset arvot. Todennäköisyyspohjainen laskenta sopii parhaiten vaativiin kohteisiin, joista on saatavilla kattavat tutkimustulokset lähtöparametrien jakaumien määrittämiseksi. Tietyin varauksin RBD-menetelmää voidaan käyttää suuntaa antavana laskentamenetelmänä myös muissa kuin vaativissa kohteissa. To-

dennäköisyyslaskennan etu analyttiseen laskentaan verrattuna on se, että todennäköisyyslaskennan tuloksena saadaan yksittäisen painuma-arvon sijaan lähtöparametrien vaihtelun huomioiva todennäköisyysjakauma odotettavissa oleville painumille. Tästä todennäköisyysjakaumasta on helppo määrittää esimerkiksi se, millä todennäköisyydellä painumat pysyvät kohteessa sallitun maksimipainuman alapuolella.

Lähdeluettelo

Casagrande, A. 1932. Research on the Atterberg limits of soils. Public Roads, 13. s. 121-136.

CEN ISO/TS 17892-5:fi. 2007. Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokokeet. Osa 5: Ödometrikoe (kuorman lisäys portaittain) ja sen soveltaminen Suomessa. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

CEN ISO/TS 17892-6. 2004. Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokokeet. Osa 6: Kartiokoe ja sen soveltaminen Suomessa. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 19 s.

CEN ISO/TS 22476-10. 2005. Geotekninen tutkimus ja koestus. Kenttäkokeet. Osa 10: Painokairaus. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 10 s.

Fellenius, B.H. 2015. Basics of Foundation Design. Electronic Edition, April 2015. Kanada: www.fellenius.net. 432 s.

Helenelund, K.V. 1951. Om konsolidering och sättning av belastade marklager. Maa- ja vesiteknillisiä tutkimuksia 6. Helsinki.

Hietala, J. 2016. Estimating undrained shear strength of clay using static-dynamic penetration test results. Seminar in Geoen지니어ing. Aalto University. Espoo. 8 s.

Häkkinen, J. 2014. Perustaminen esirakennetun louhetäytön varaan. Diplomityö. Aalto-yliopiston insinöörityöiden korkeakoulu. Espoo. 139 s.

Janbu, N. 1974. Penetration in clay at undrained conditions. – Relationship between tangent modulus and cone resistance. – Scatter in measured point resistance in sands. ESOPT. Proc. Vol. 2.2. Stockholm.

Jääskeläinen, R. 2011. Geotekniikan perusteet. Tampere: Tammertekniikka / AMK Kustannus Oy. 387 s. ISBN 978-952-5491-50-0.

Korhonen, K-H. 1985. Muodonmuutosominaisuudet. Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). RIL 157-1 Geomekaniikka I. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. s. 259-309. ISBN 951-758-086-X.

Korhonen, K-H., Aittomäki, A. & Sneck, T. 1974a. Maalajien geotekniset ominaisuudet. Teoksessa: J. Hartikainen (toim.). RIL 95 Pohjarakennus. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. s. 33-56. ISBN 951-758-003-7.

Korhonen, K-H., Gardemeister, R. & Tammirinne, M. 1974b. Geotekninen maaluokitus. Geotekniikan laboratorio, tiedonanto 14. Espoo: Valtion teknillinen tutkimuskeskus. 20 s. ISBN 951-38-0096-2.

Korkiala-Tanttu, L. & Löfman, M. 2016. Luotettavuuden arviointi ja riskienhallinta geoteknisessä suunnittelussa. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 44/2016. Helsinki: Liikennevirasto. 101 s. ISBN 978-952-317-318-7.

Koskinen, M. 2014. Plastic anisotropy and destructuration of soft Finnish clays. Väitöskirja. Aalto-yliopisto, yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos. Helsinki. 409 s. ISBN 978-952-60-5928-0 (painettu). ISBN 978-952-60-5929-7 (sähköinen).

Kujala, K. 1985. Maan koostumus ja rakenne. Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). RIL 157-1 Geomekaniikka I. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. s. 75-90. ISBN 951-758-086-X.

Laaksonen, R. & Lojander, M. 1990. Plastisuusteoria maamekaniikassa. Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). RIL 157-2 Geomekaniikka II. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörienliitto. s. 11-62. ISBN 951-758-213-7.

Lappalainen, V., Eerola M. & Patrikainen, P. 1985. Katsaus geologiaan. Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). RIL 157-1 Geomekaniikka I. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. s. 19-74. ISBN 951-758-086-X.

Leroueil, S., Magnan, J. & Tavenas, F. 1990. Embankments on soft clay. Chichester: Ellis Horwood. 360 s. ISBN 0132757362.

Liikennevirasto 2012. Tien geotekninen suunnittelu. Liikenneviraston ohjeita 10/2012. Helsinki. Liikennevirasto. 40 s. ISBN 978-952-255-141-2.

Lojander, M. 1985. Geomekaaniset ominaisuudet. Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). RIL 157-1 Geomekaniikka I. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. s. 91-124. ISBN 951-758-086-X.

Lojander, M. & Länsivaara, T. 1994. Ödometrikoe. TPPT-projektin 312.25 ”Ödometrikoe” loppuraportti. Tielaitos, tiehallitus.

Lunne, T., Berre, T., Andersen, K.H., Strandvik, S. & Sjursen, M. 2006. Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays. Canadian Geotechnical Journal, vol. 43:7. s. 726-750. DOI 10.1139/T06-040.

Lunne, T., Berre, T. & Strandvik, S. 1997. Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. Proceedings of the Conference on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Rio de Janeiro, Brazil, 25.-26.7.1997. s. 81-102.

Länsivaara, T. 2000. Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi. Tielaitoksen selvityksiä 44/2000. Helsinki: Tielaitos. 44 s. ISBN 951-726-681-2.

Löfman, M. 2016. Perniön saven parametrien luotettavuuden ja saven eri ominaisuuksien välisten korrelaatioiden arviointi. Diplomityö. Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu. Espoo. 121 s.

Mansikkamäki, J. 2015. Effective Stress Finite Element Stability Analysis of an Old Railway Embankment on Soft Clay. Väitöskirja. Tampereen teknillinen yliopisto. Tampere. 165 s. ISBN 978-952-15-3481-2.

Meigh, A.C. 1987. Cone penetration testing, methods and interpretation. CIRIA Ground Engineering Report: In-situ Testing. London, United Kingdom: Butterworths. 141 s. ISBN 0-408-02446-1.

Melander, K. 1989. Puristin-heijarikairaus kairausmenetelmänä. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, rakennus- ja maanmittaustekniikan osasto. Espoo. 99 s.

Mesri, G. & Choi, Y.K. 1985. Settlement Analysis of Embankments on Soft Clays. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 111, no. 4. s. 441-464. ISSN 0733-9419 (painettu). ISSN 1944-8368 (sähköinen).

Mäkinen, R. 1985. Pohjatutkimukset. Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). RIL 157-1 Geomekaniikka I. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. s. 125-186. ISBN 951-758-086-X.

Nagaraj, T.S. & Miura, N. 2001. Soft Clay Behaviour, Analysis and Assesment. Alankomaat: A.A.Balkema. 315 s. ISBN 90 5809 329 8.

Nelsen, R.B. 2006. An Introduction to Copulas. 2. painos. New York. Springer. 269 s. ISBN 978-0-387-28659-4.

Olsson, M. 2010. Calculating long-term settlement in soft clays – with special focus on the Gothenburg region. Report 74. Ruotsi: Swedish Geotechnical Institute. 117 s. ISSN 0348-0755.

Phoon, K. & Kulhawy, F.H. 1999. Characterization of geotechnical variability. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 36:4. s. 612-624.

Potts, D. M. & Zdravkovic, L. 1999. Finite element analysis in geotechnical engineering: theory. London: Telford. 440 s. ISBN 0-7277-2753-2.

Pusch, R. (1970) Clay Microstructure. A study of the microstructure of soft clays with special reference to their physical properties. Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No 24. Stockholm.

Rankka, K., Andersson-Sköld, Y., Hultén, C., Larsson, R., Leroux, V. & Dahlin, T. 2004. Quick Clay in Sweden. Swedish Geotechnical Institute. Report No 65. Linköping. 145 s. ISSN 0348-0755.

Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. 2008. Geotekniikka. 21. muuttumaton painos. Espoo: Otatieto. 301 s. ISBN 978-951-672-257-6.

Ronkainen, N. 2012. Suomen maalajien ominaisuuksia. Helsinki: Suomen ympäristökeskus (SYKE), Suomen ympäristö 2/2012. 57 s. ISBN 978-952-11-3975-8. ISSN 1796-1637 (sähköinen).

RT 89-11002. 2010. Pihojen pohja- ja päällysrakenteet. RT-ohjekortti. Rakennustietosäätiö RTS. 16 s.

Schneider, H. 1999. Determination of characteristic soil properties. Geotechnical engineering for transportation infrastructure: Theory and Practice, Planning and Design, Construction and Maintenance: proceedings of the 12th European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Amsterdam, Netherlands. 7-10 June 1999. Taylor & Francis. s. 273-281. ISBN 90-5809-048-5.

Selänpää, J. 2015. CPTU-kairauskokeen käyttäminen liikenneväylien pohjatutkimusmenetelmänä. Esiselvitys. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 25/2015. Helsinki: Liikennevirasto. 59 s. ISBN 978-852-317-092-6.

SFS-EN ISO 14688-1. 2003. Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan tunnistaminen ja luokitus. Osa 1: Tunnistaminen ja kuvaus. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 16 s.

SFS-EN ISO 14688-2. 2005. Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan tunnistaminen ja luokitus. Osa 2: Luokituksen perusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 17 s.

SFS-EN ISO 22476-1. 2012. Geotekninen tutkimus ja testaus. Kenttäkokeet. Osa 1: Sähköinen puristinkairauskoe. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 36 s.

Suomen geoteknillinen yhdistys ry SGY. 1980. Kairausopas I Painokairaus, tärykairaus, heijarikairaus. Helsinki: Suomen Geoteknillinen yhdistys r.y. ja Rakentajain kustannus. 11 s. ISBN 951-676-1275.

Suomen geoteknillinen yhdistys ry SGY. 1999. Kairausopas II Siipikairaus. Toinen Painos. Helsinki, Suomen geoteknillinen yhdistys r.y. 12 s. ISBN 951-95094-6-1.

Suomen geoteknillinen yhdistys ry SGY. 1984. Kairausopas III. Maanäytteiden ottaminen geoteknillisiä tutkimuksia varten. Neljäs painos. Espoo, Suomen geoteknillinen yhdistys r.y. 16 s. ISBN 951-676-303-0.

Suomen geoteknillinen yhdistys ry SGY. 1986. Kairausopas V Porakonekairaus. Helsinki: Suomen Geoteknillinen yhdistys r.y. ja Rakentajain kustannus. 14 s. ISBN 951-676-315-4.

Suomen geoteknillinen yhdistys ry SGY. 2001. Kairausopas VI CPTU/puristinkairaus, puristin-heijarikairaus. Helsinki, Suomen geoteknillinen yhdistys r.y. 91 s. ISBN 951-98818-0-8.

Suomen geoteknillinen yhdistys ry SGY. 1983. TPO-83 Talonrakennuksen pohjatutkimusohjeet. Helsinki, Suomen geoteknillinen yhdistys r.y. ja Rakentajain kustannus. 94 s. ISBN 951-676-126-7.

Tammirinne, M. 1974. Maaperä. Teoksessa: J. Hartikainen (toim.). RIL 95 Pohjarakennus. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. s. 9-32. ISBN 951-758-003-7.

Terzaghi, K. 1947. Theoretical Soil Mechanics. Fourth printing. New York: John Wiley and Sons, Inc. 510 s.

Terzaghi, K., Peck, R.B. & Mesri, G. 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice. Third Edition. New York: John Wiley & Sons, Inc. 549 s. ISBN 0-471-08658-4.

Tiehallinto. 1999. Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa. Helsinki: Tiehallinto, Silta-tyksikkö. 71 s. TIEL 2172068-99. ISBN 951-726-583-2.

Tiehallinto. 2001. Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Tiehallinto. 61 s. TIEH 2100002-01. ISBN 951-726-743-6.

Tiehallinto. 2002. Pohjarakentamisen kustannustietoja. Tiehallinnon sisäisiä julkaisuja 19/2002. Helsinki: Tiehallinto. 12 s. TIEH 4000330.

Tiehallinto. 2008. GEO- ja ISO-maaluokitusten maalarajimääritysten vertailu. Tietoa tie-suunnitteluun nro 88. Verkkodokumentti [viitattu 18.8.2016]. Tiehallinto. 12 s. Saata-vissa:

http://alk.tiehallinto.fi/thohje/ttiens/tts88_geo_iso_maaluok_maalarjim_vertailu.pdf

Tielaitos. 1998. Geotekniikan informaatiojulkaisuja. Teiden pehmeikkötutkimukset. Tielaitoksen selvityksiä 28/1998. Helsinki: Tielaitos. 90 s. ISBN 951-726-447-X.

Tielaitos. 1994. Geotekniikan informaatiojulkaisuja. Maanvarainen tiepenger savikolla. Tielaitoksen selvityksiä 67/1994. Helsinki: Tielaitos. 50 s. ISBN 951-726-014-8.

Törnqvist, J., Juvankoski, M. & Tamminen, M. 2001. CPTU-kairaus menetelmäkuvaus TPPT 11. Tien pohja- ja päällysrakenteet tutkimusohjelma 1994-2001. Espoo: Tiehallinto ja VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka. 48 s. [Viitattu 20.4.2016] Saatavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/tppt/pdf/11-cptu.pdf>

Ukonjärvi, P. 2014. Siipikairalla määritettävän suljetun leikkauslujuuden luotettavuus. Luentokalvot. [Viitattu 16.6.2016] Saatavissa: <http://www.getunderground.fi/web/page.aspx?refid=324>

Vepsäläinen, P. 1985. Jännitys- ja muodonmuutostila. Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). RIL 157-1 Geomekaniikka I. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. s. 221-240. ISBN 951-758-086-X.

Vepsäläinen, P. 1994. Maanvarainen tiepenger savikolla, Suunnitteluohje. Geotekniikan informaatiojulkaisuja. Helsinki. Tielaitos. 50 s. ISBN 951-726-014-8.

Vepsäläinen, P. & Takala, J. 2004. Program SETTLE. Theoretical principles. Helsinki. 20 s. Verkkodokumentti [Viitattu 26.5.2016] Saatavissa: <http://docs.vianova.fi/GeoCalc/2.4/index.html>

Wood, D. M. 1990. Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics. New York: Press Syndicate of the University of Cambridge. 462 s. ISBN 0-521-33782-8.

Liiteluettelo


- Liite 1. Kerrostalokohteen pohjatutkimukset. 2 sivua.
- Liite 2. Kerrostalokohteen painumalaskelmien tulokset. 3 sivua.
- Liite 3. Hannuksenpellon pohjatutkimukset. 3 sivua.
- Liite 4. Hannuksenpellon painumalaskelmien tulokset. 6 sivua.
- Liite 5. Logistiikkakeskuksen pohjatutkimukset. 3 sivua.
- Liite 6. Logistiikkakeskuksen painumalaskelmien tulokset. 4 sivua.
- Liite 7. Maaparametrien normaalijakaumat ja painumahistogrammi. 4 sivua.
- Liite 8. CPTU-kairauksista määritetyt suljetut leikkauslujuudet. 11 sivua.

KOORDINAATTIJÄRJESTELMÄ: VVJ
KORKEUSJÄRJESTELMÄ: N60

4
11.10 +26.42
+15.32

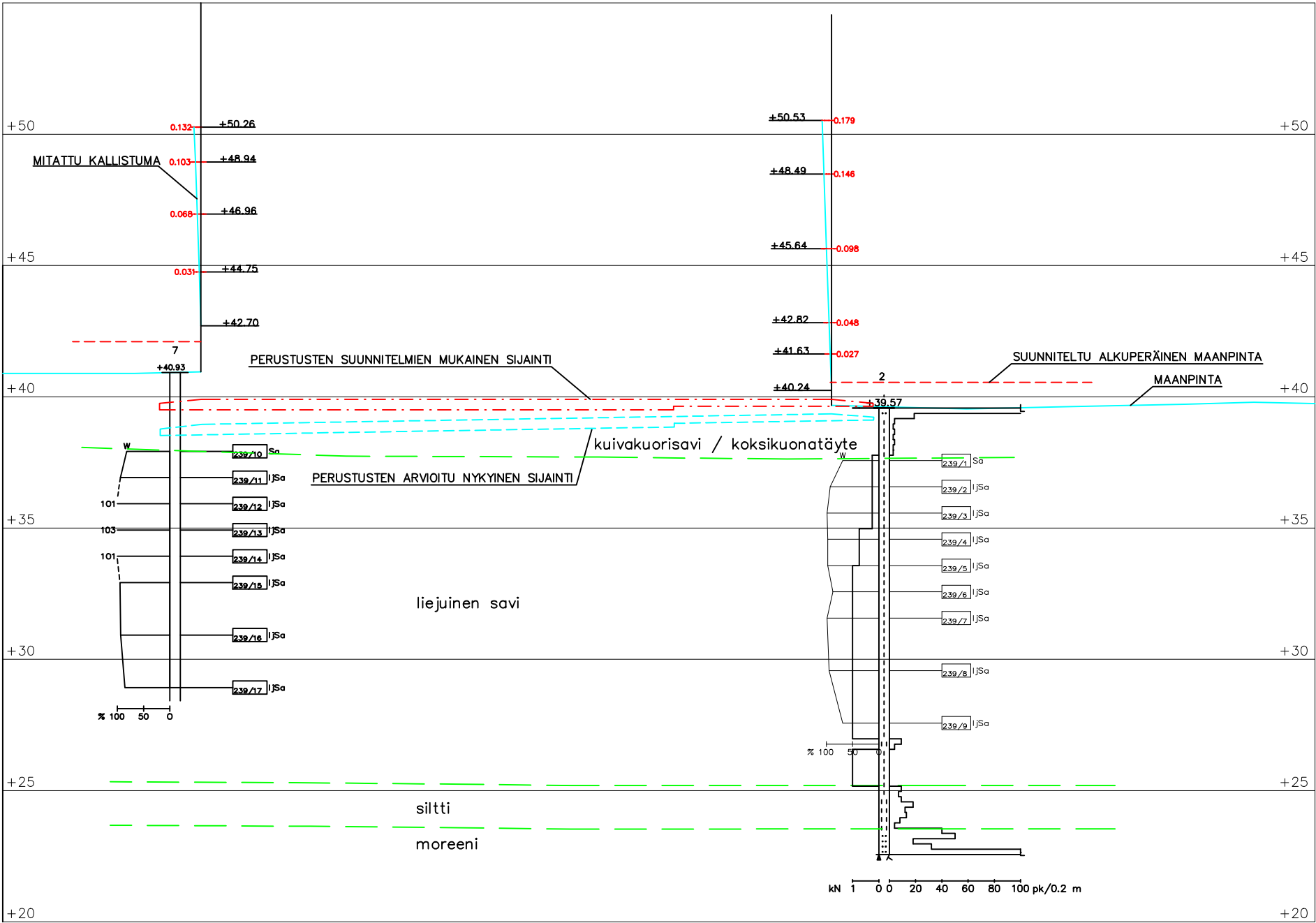
GEOTEK OY:N PAINOKAIRAUS 11/2011

GEOTEK OY:N MITTAUS 11/2011
(MITTAPISTE PISTEEN KOHDALLA)

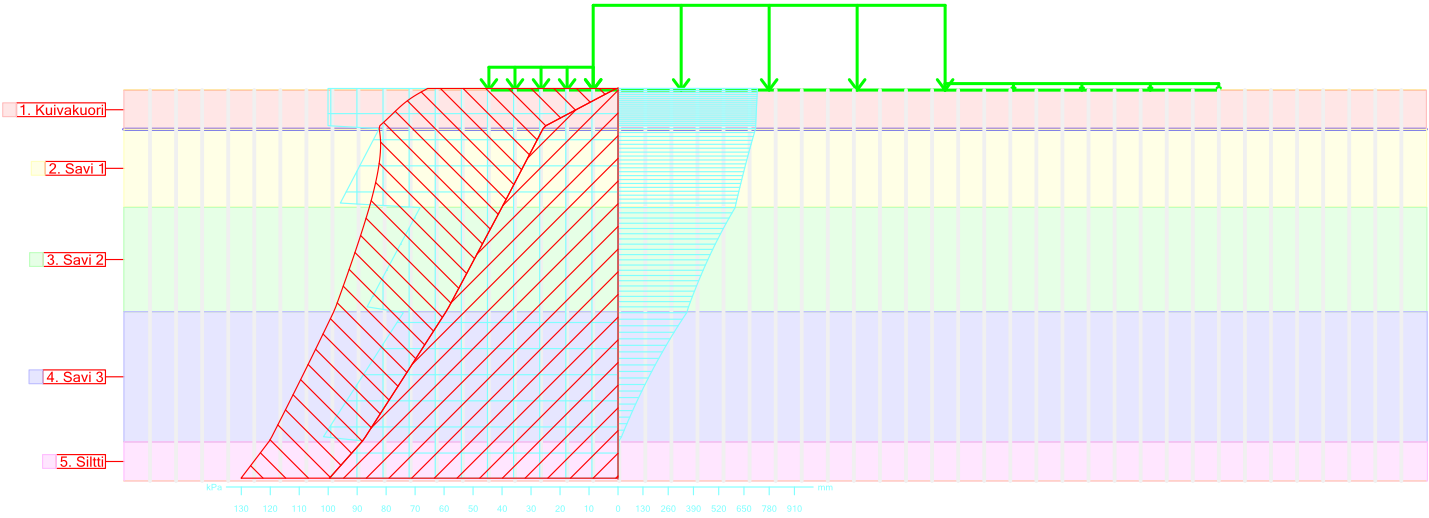
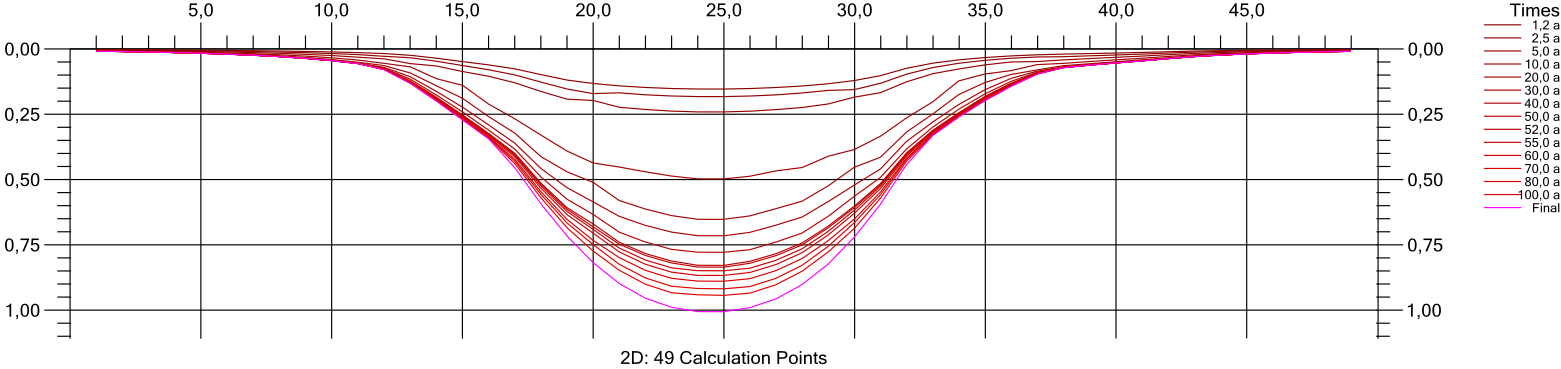
| | | | | | |
|--|--|---------------------|--|--|--|
|  GEOTEK OY | | | | KORONAKATU 2 02210 ESPOO PUH. 075 7541 300 TELEFAX 075 7541 301 | |
| Kosa/Kylä | | Korttel/Tie | | Tontti/Rn:o | |
| Viranomaisen arkkitehtintö | | Pirustustaji | | Jnks. n:o | |
| Rakennusluovutuspöytä | | KORJAUSRAKENNUS | | POHJATUTKIMUS | |
| Rakennuskohteen nimi | | PAINUNUT KERROSTALO | | Mittakaava | |
| JÄRVENPÄÄ | | POHJATUTKIMUSKARTTA | | 1:200 | |
| Päiv. | | Liitty pör. n:o | | Pör. n:o | |
| Tark. | | Suunn. | | Pvm. | |
| Hyv. | | Suunn. | | Pvm. | |
| | | | | 22.12.2011 | |
| | | | | Tilauksen pör. n:o | |

KOORDINAATTIJÄRJESTELMÄ: VVJ
KORKEUSJÄRJESTELMÄ: N60

LEIKKAUS C-C

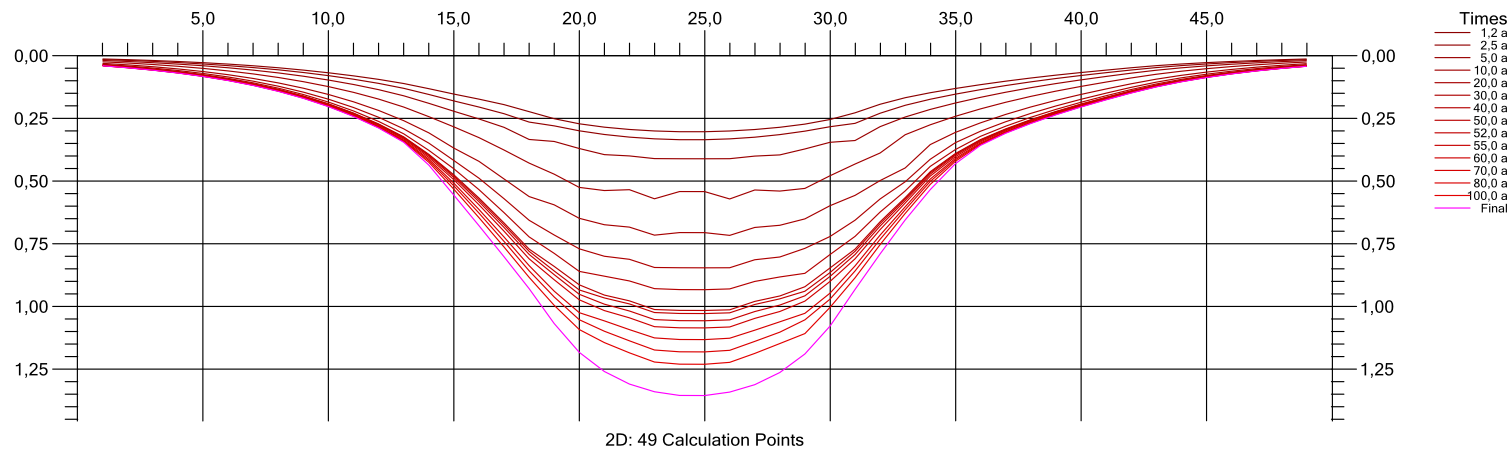


| | | | |
|----------------------|-------------------|--|------------------------------|
| | | KORONAKATU 2 02210 ESPOO PUH. 075 7541 300 TELEFAX 075 7541 301 | |
| K.osa/Kylä | Korttel/Tila | Tontti/Rn.o | Viranomaisen arkkitehtitöitä |
| Rakennustalon nimi | | Piirustuksen nimi | Juoks. n:o |
| KORJAUSRAKENNUS | | POHJATUTKIMUS | |
| Rakennuskohteen nimi | | Piirustuksen sisältö | Mittakaava |
| PAINUNUT KERROSTALO | | | 1:100/1:200 |
| JÄRVENPÄÄ | | POHJATUTKIMUSLEIKKAUS C-C | |
| Piir. | Liittyy piir. n:o | | Piir. n:o |
| Tark. | | | |
| Hyv. | Suunn. | Pvm. | Tilastajan piir. n:o |
| | | 22.12.2011 | |

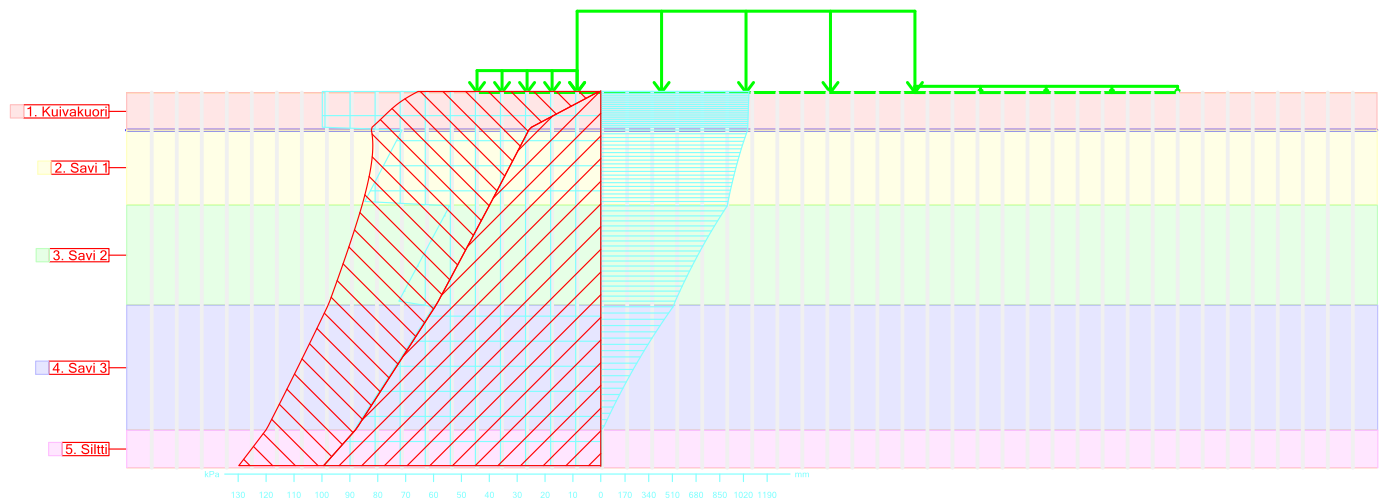


/Painumalaskenta
Painunut kerrostalo
Tangenttimoduulimenetelmä
Inari Kurki-Suonio/
Novapoint GeoCalc 3.1 (25.10.2016 12:24)

| | Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | C _v NC [m ² /a] | C _v OC [m ² /a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | m1 | β_1 | m2 | β_2 | α_c oedo [kPa] | m1 bound to α_c | α_c | POP |
|---|------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|--|--|---------------------------|----------------|---------------------------|--------|-----------|--------|-----------|--------------------------|------------------------|------------|-------|
| 1 | Kuivakuori | 17,000 | 17,000 | Constant cv | 50,00000 | 50,00000 | no | Ohde-Janbu | Constant | 100,00 | 1,00 | 100,00 | 1,00 | 0,00 | no | 100,00 | |
| 2 | Savi 1 | 14,700 | 14,700 | Constant cv | 0,20000 | 2,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 5,30 | -0,20 | 16,20 | 0,80 | 71,00 | yes | | 56,50 |
| 3 | Savi 2 | 14,800 | 14,800 | Constant cv | 0,20000 | 2,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 4,00 | -0,30 | 19,10 | 0,50 | 81,00 | yes | | 28,20 |
| 4 | Savi 3 | 15,800 | 15,800 | Constant cv | 0,30000 | 3,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 3,40 | -0,40 | 26,20 | 0,50 | 90,00 | yes | | 14,50 |
| 5 | Siilti | 18,000 | 18,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 100,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | | |



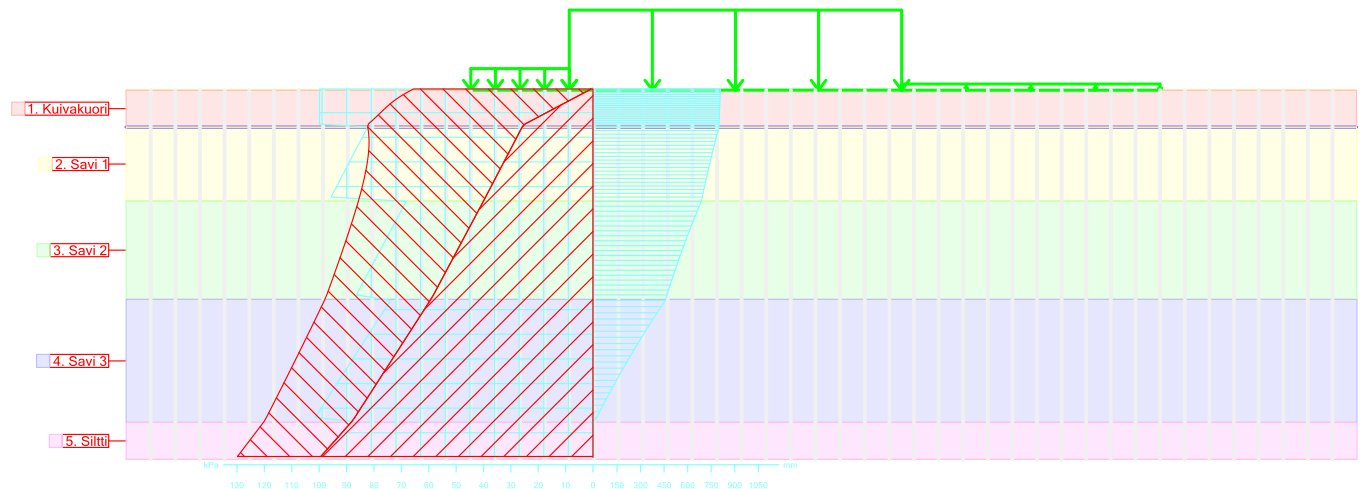
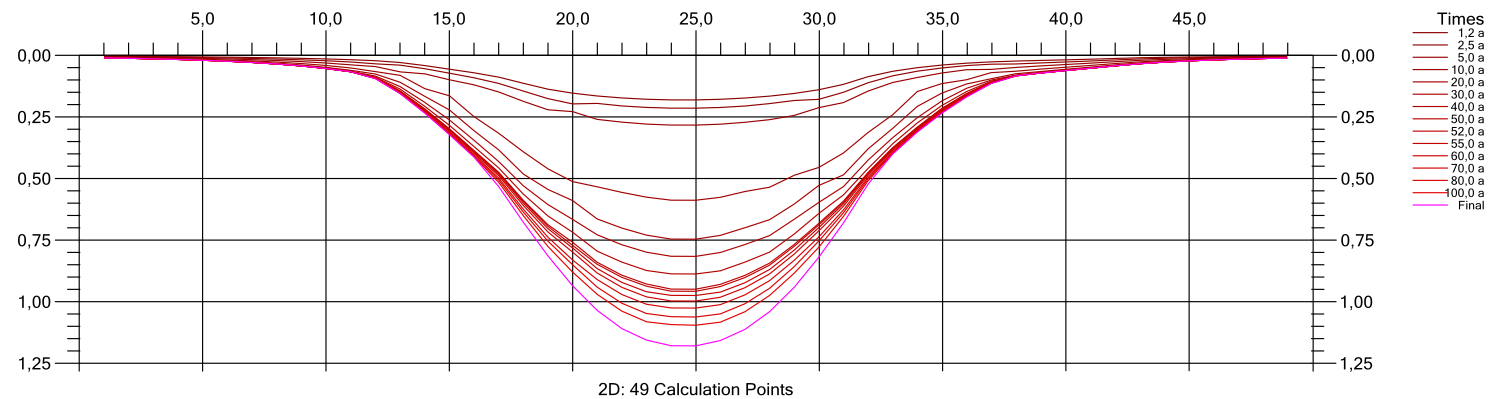
2D: 49 Calculation Points



/Painumalaskenta
Painunut kerrostalo
Tangenttimoduulimenetelmä redusoitu
Inari Kurki-Suonio/

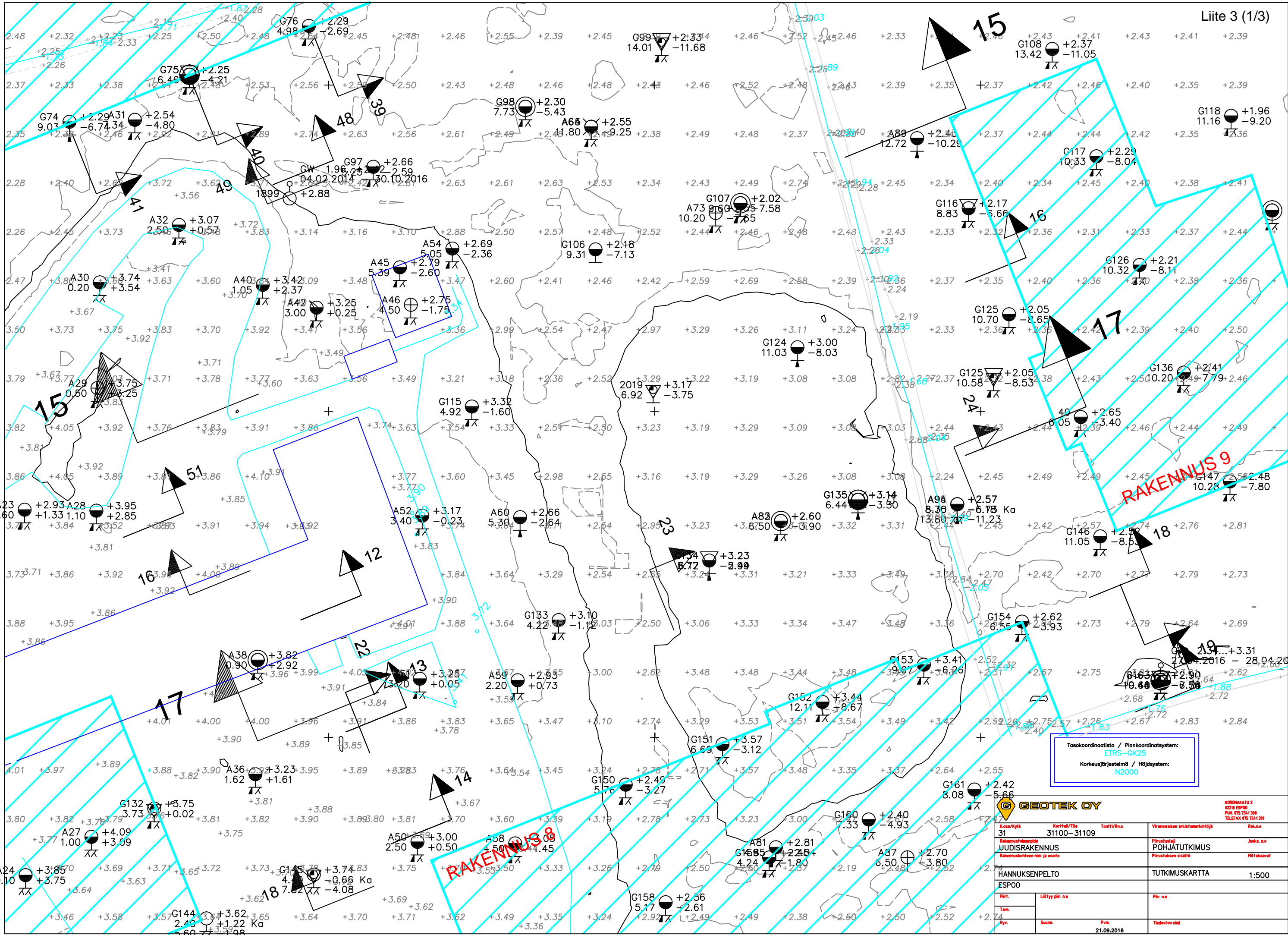
Novapoint GeoCalc 3.11 (25.10.2016 12:30)

| Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | Cv NC [m ² /a] | Cv OC [m ² /a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | m1 | β_1 | m2 | β_2 | σ_c oedo [kPa] | m1 bound to σ_c | σ_c | POP |
|--------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|--------|-----------|--------|-----------|--------------------------|------------------------|------------|-------|
| 1 Kuivakuori | 17,000 | 17,000 | Constant cv | 50,00000 | 50,00000 | no | Ohde-Janbu | Constant | 100,00 | 1,00 | 100,00 | 1,00 | 0,00 | no | 100,00 | |
| 2 Savi 1 | 14,700 | 14,700 | Constant cv | 0,20000 | 2,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 5,63 | -0,20 | 14,00 | 0,80 | 59,00 | yes | | 45,50 |
| 3 Savi 2 | 14,800 | 14,800 | Constant cv | 0,20000 | 2,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 4,51 | -0,30 | 17,50 | 0,50 | 68,00 | yes | | 14,20 |
| 4 Savi 3 | 15,800 | 15,800 | Constant cv | 0,30000 | 3,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 3,94 | -0,40 | 24,10 | 0,50 | 75,00 | yes | | 0,50 |
| 5 Siltä | 18,000 | 18,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 100,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | | |



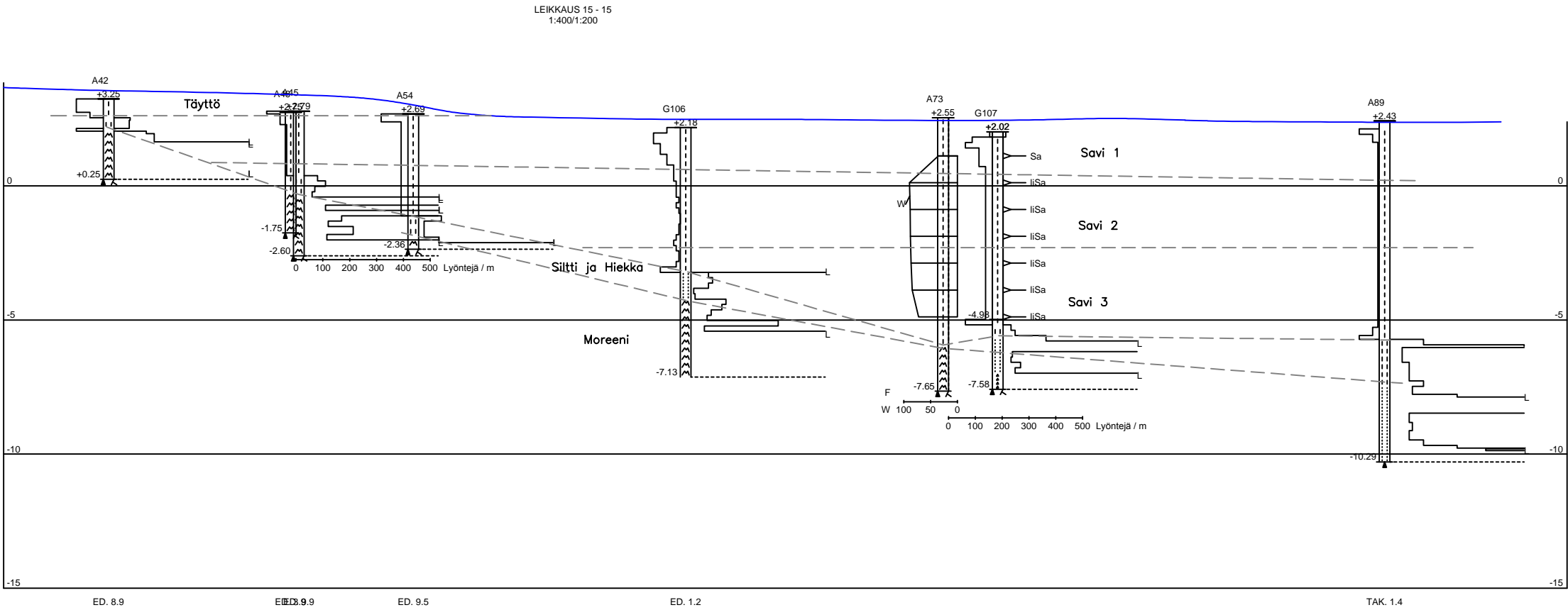
/Painumalaskenta
Painunut kerrostalo
Ruotsalainen menetelmä
Inari Kurki-Suonio/
Norsipoint GeoCalc 3.1 (25.10.2016 12:32)

| Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | Cv NC [m ² /a] | Cv OC [m ² /a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | m1 | β_1 | m2 | β_2 | σ_c oedo [kPa] | m1 bound to σ_c | M0 [kPa] | ML [kPa] | M' | $\alpha_L - \sigma_c$ [kPa] | σ_c | POP |
|--------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|--------|-----------|--------|-----------|--------------------------|------------------------|----------|----------|-------|--------------------------------|------------|-------|
| 1 Kuivakuori | 17,000 | 17,000 | Constant cv | 50,00000 | 50,00000 | no | Ohde-Janbu | Constant | 100,00 | 1,00 | 100,00 | 1,00 | 0,00 | no | | | | | 100,00 | |
| 2 Savi 1 | 14,700 | 14,700 | Constant cv | 0,20000 | 2,00000 | no | Swedish | POP | | | | | | | 1350,00 | 350,00 | 13,30 | 39,00 | | 56,50 |
| 3 Savi 2 | 14,800 | 14,800 | Constant cv | 0,20000 | 2,00000 | no | Swedish | POP | | | | | | | 1240,00 | 400,00 | 12,10 | 34,00 | | 28,20 |
| 4 Savi 3 | 15,800 | 15,800 | Constant cv | 0,30000 | 3,00000 | no | Swedish | POP | | | | | | | 1800,00 | 250,00 | 13,30 | 35,00 | | 14,50 |
| 5 Silti | 18,000 | 18,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 100,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | | | | | | |



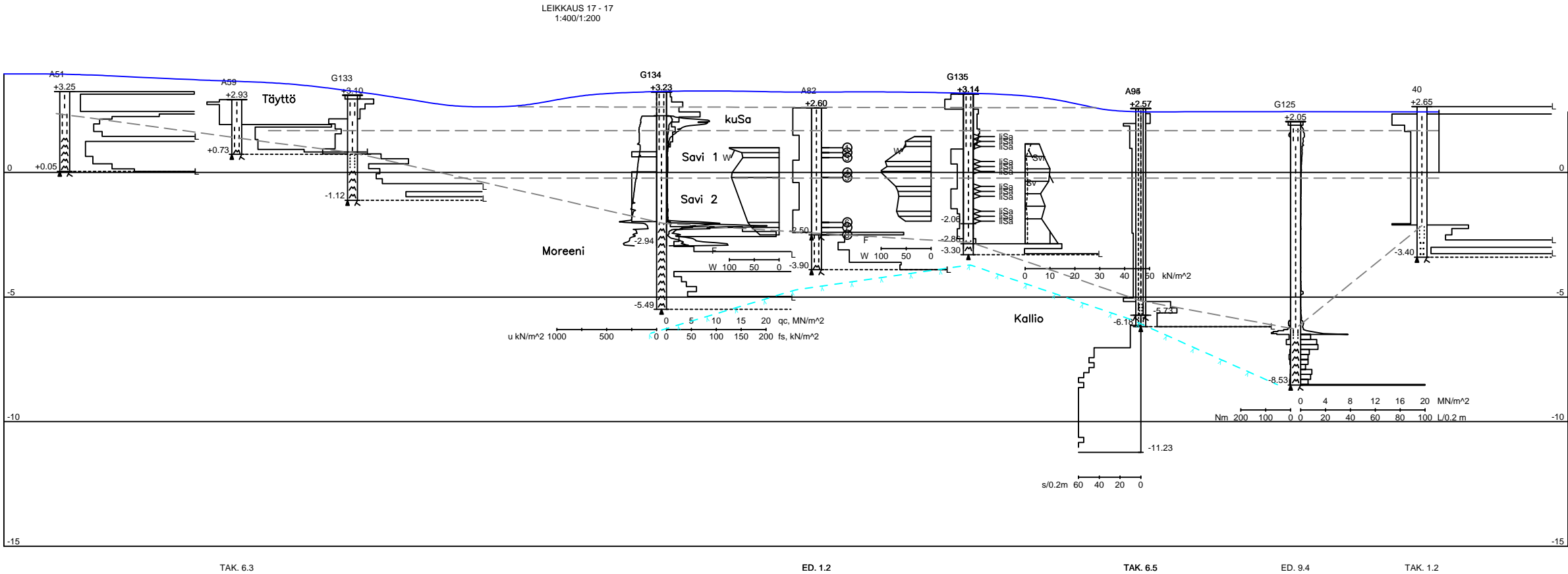
Tasokoordinaatisto / Plankoordinatssystem:
ETRS-GK25
Korkeusjärjestelmä / Höjdsystem:
N2000

| | | | |
|---------------------------------|----------------------------|--|--|
| GEOTEK OY | | KORHAKATU 2 02210 ESPOO PÄÄKIV. 051 7541 300 TELEFAX 051 7541 301 | |
| Kassa/Kylä 31 | Kerho/Tila 31100-31109 | Tontti/Rno | Viranomaisen arvio/merkintä/ja Rak.no |
| Rakennustyyppi UUDISRAKENNUS | Pohjatusi POHJATUTKIMUS | Juoks. no | |
| Rakennuskohteen nimi ja esille | Pohjatuksen sisältö | Mittakaava | |
| HANNUKSENPELTO ESPOO | | TUTKIMUSKARTTA | 1:500 |
| Piir. | Liittyä piir. n. | | Piir. n. |
| Tark. | Suom. | | Pvm. |
| Hv. | 21.09.2016 | | Tiedoston nimi |



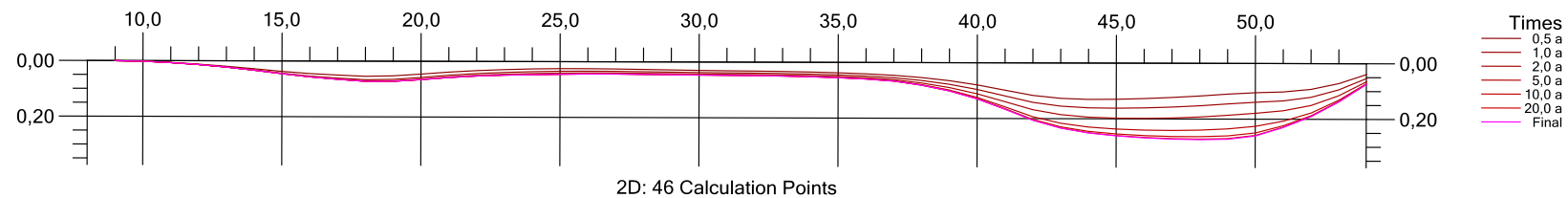
Tasokoordinaatio / Plankoordinaatit:
ETRS-GK25
Korkeusjärjestelmä / Höjdsystem:
N2000

| | | | | |
|---------------------------------|-----------------------|--------------------|--|-------------|
| | | | KORONAKATU 2 02210 ESPOO PUH. 075 7541 300 TELEFAX 075 7541 301 | |
| Kasa/Kylä 31 | Korttel/Tila 31100 | Tontti/Rn:o 1 | Viranomaisen arvio/merkintä/jä | Rak.n:o |
| Rakennuslomake UUDISRAKENNUS | | | Piirustaja POHJATUTKIMUS | Juoks. n:o |
| Rakennuskohde nimi ja osoite | | | Piirustuksen sisältö | Mittakaavat |
| HANNUKSENPELTO II | | | LEIKKAUS 15-15 | 1:400/1:200 |
| ESP00 | | | | |
| Piir. | Liittyy piir. n:o | | Piir. n:o | Rev. |
| Tark. | | | | |
| Hyv. | Suunn. | Pvm. 20.05.2016 | Tilaaajan piir. n:o | |

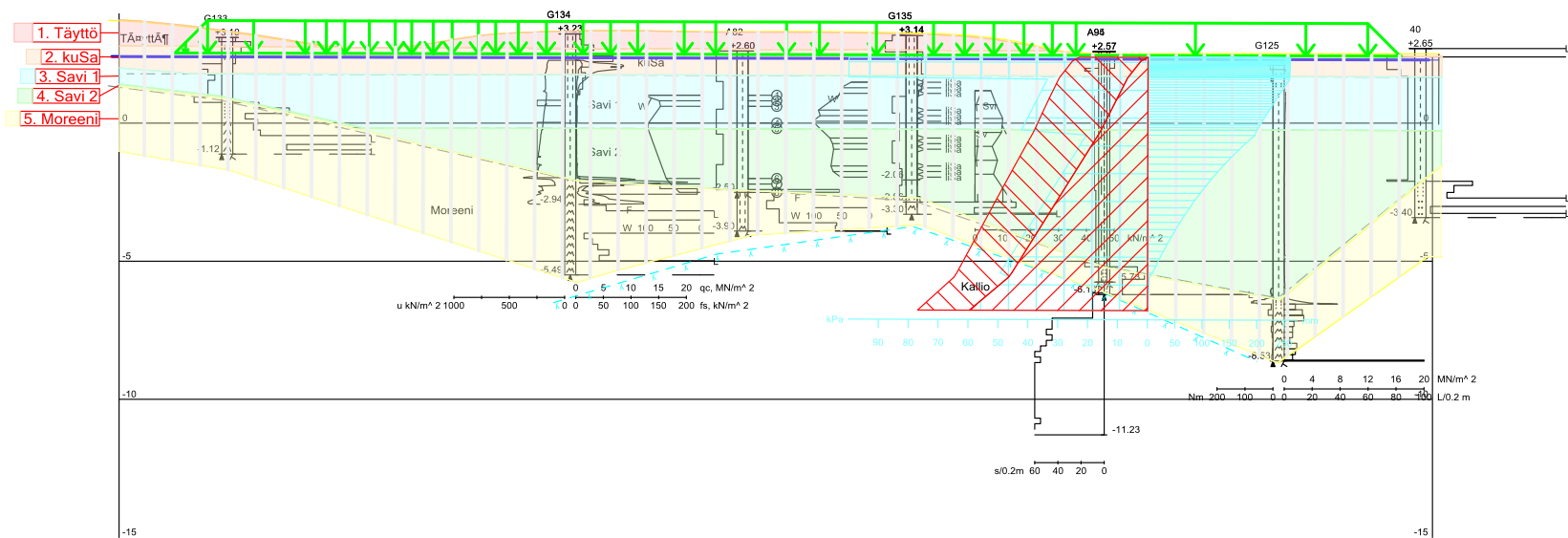


Tasokoordinaatio / Plankoordinatsystem:
ETRS-GK25
Korkeusjärjestelmä / Höjdsystem:
N2000

| | | | |
|-------------------------------------|------------------------|--|---|
| | | KORONAKATU 2 02210 ESPOO Puh. 075 7541 380 TELEFAX 075 7541 381 | |
| K.osa/Kylä 31 | Kortteli/Tila 31100 | Tontti/Rn.o 1 | Viranomaisen arkistointimerkintä Rak.n.o |
| Rakennustoimenpide UUDISRAKENNUS | | Piirustustyyli POHJATUTKIMUS | Juoks. n.o |
| Rakennuskohteen nimi ja osoite | | Piirustuksen sisältö | Mittakaavat |
| HANNUKSENPELTO II ESPOO | | LEIKKAUS 17-17 | 1:400/1:200 |
| Piir. | Liittyy piir. n.o | | Piir. n.o |
| Tark. | | | Rev. |
| Hyv. | Suunn. | Pvm. 20.05.2016 | Tilauksen piir. n.o |



LEIKKAUS 17 - 17
1:200/1:100



TAK. 6.3

ED. 1.2

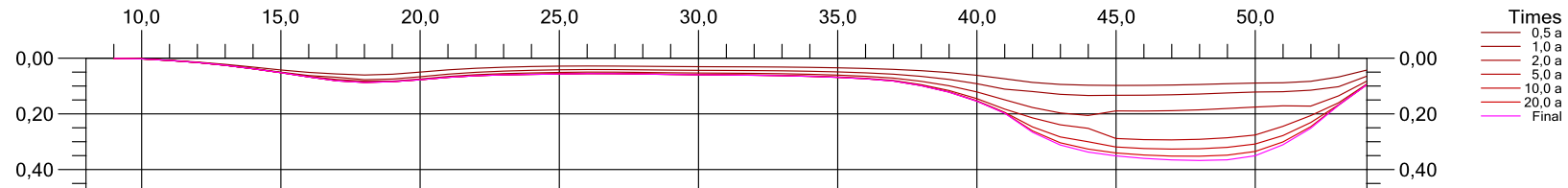
TAK. 6.5

ED. 9.4

TAK. 1.2

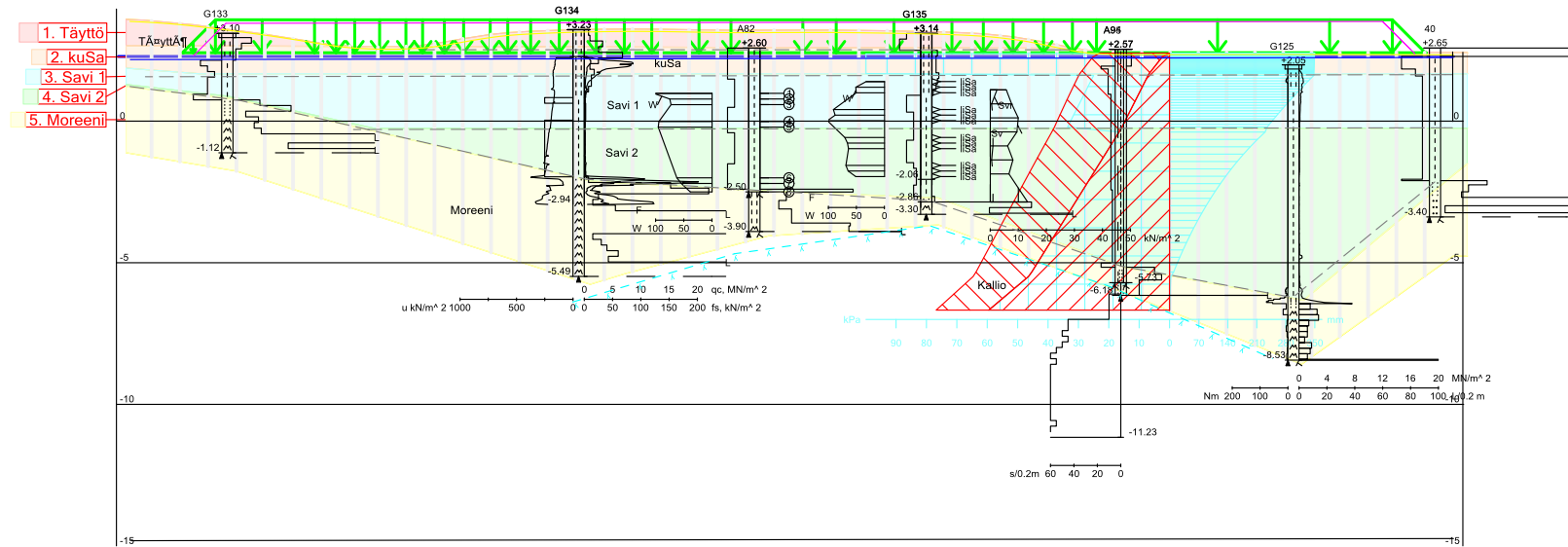
/Hannuksenpelto
Leikkaus 17-17 Painumalaskenta
Tangenttimoduulimenetelmä
Inari Kurki-Suonio/
Novapoint GeoCalc 3.1 (25.10.2016 12:48)

| | Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | Cv NC [m ² /a] | Cv OC [m ² /a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | m1 | β_1 | m2 | β_2 | σ_c oedo [kPa] | m1 bound to σ_c | σ_c | POP |
|---|------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|--------|-----------|--------|-----------|--------------------------|------------------------|------------|-------|
| 1 | Täyttö | 20,000 | 20,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 500,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | | |
| 2 | kuSa | 17,300 | 17,300 | Constant cv | 50,00000 | 50,00000 | no | Ohde-Janbu | Constant | 100,00 | 1,00 | 100,00 | 1,00 | 0,00 | no | 100,00 | |
| 3 | Savi 1 | 14,700 | 14,700 | Constant cv | 0,30000 | 3,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 6,10 | -0,40 | 9,20 | 0,81 | 51,60 | yes | | 26,60 |
| 4 | Savi 2 | 15,800 | 15,800 | Constant cv | 2,40000 | 24,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 10,70 | 0,23 | 20,30 | 0,35 | 42,30 | yes | | 3,90 |
| 5 | Moreeni | 21,000 | 21,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 100,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | | |



2D: 46 Calculation Points

LEIKKAUS 17 - 17
1:200/1:100



TAK. 6.3

ED. 1.2

TAK. 6.5

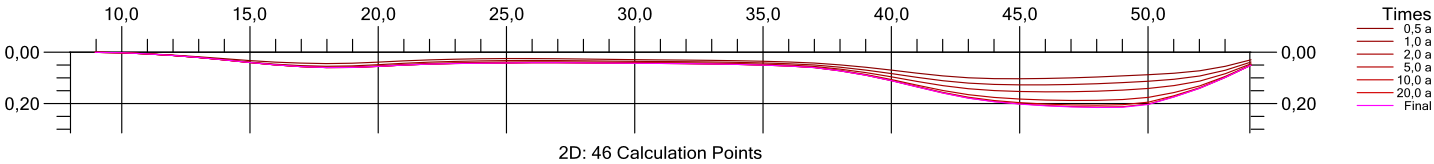
ED. 9.4

TAK. 1.2

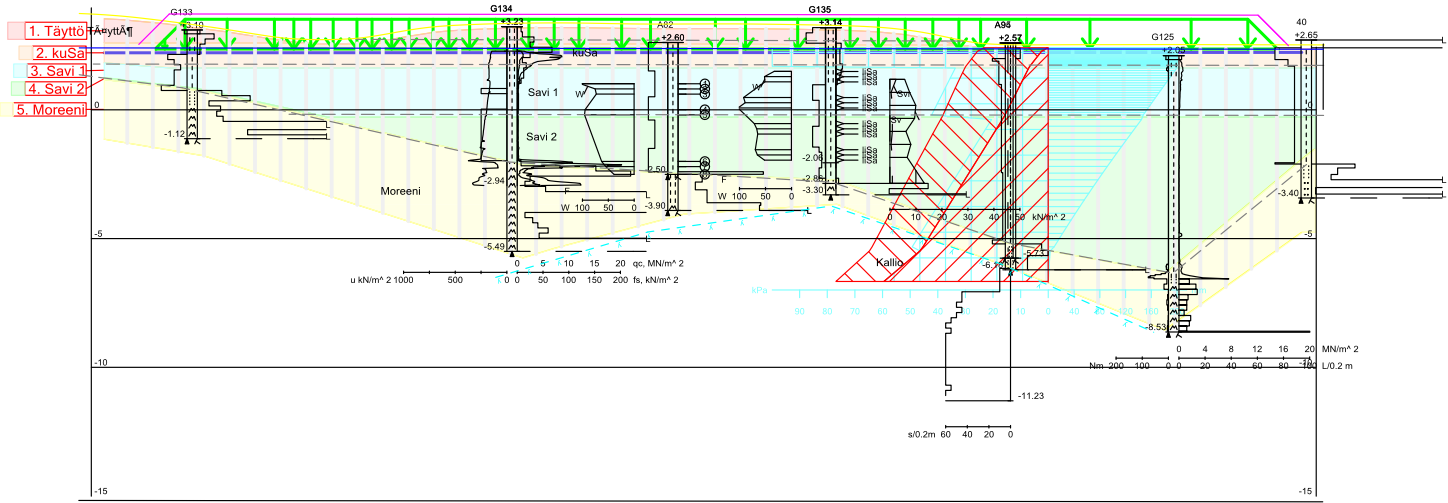
/Hannuksenpelto
Leikkaus 17-17 Painumalaskenta
Redusoitu tangenttimoduulimenetelmä
Inari Kurki-Suonio/

Novapoint GeoCalc 3.1 (25.10.2016 12:52)

| Soil layer | γ [kN/m³] | γ_{sat} [kN/m³] | Consolidation input | C_v NC [m²/a] | C_v OC [m²/a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | m1 | β_1 | m2 | β_2 | oc oedo [kPa] | m1 bound to oc | oc | POP |
|------------|------------------|------------------------|---------------------|-----------------|-----------------|------------------------|----------------|------------------------|--------|-----------|--------|-----------|---------------|----------------|--------|-------|
| 1 Täyttö | 20,000 | 20,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 500,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | | |
| 2 kuSa | 17,300 | 17,300 | Constant cv | 50,00000 | 50,00000 | no | Ohde-Janbu | Constant | 100,00 | 1,00 | 100,00 | 1,00 | 0,00 | no | 100,00 | |
| 3 Savi 1 | 14,700 | 14,700 | Constant cv | 0,30000 | 3,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 6,70 | -0,40 | 7,92 | 0,81 | 42,90 | yes | | 17,93 |
| 4 Savi 2 | 15,800 | 15,800 | Constant cv | 2,40000 | 24,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 10,30 | 0,23 | 20,91 | 0,35 | 35,20 | yes | | -3,21 |
| 5 Moreeni | 21,000 | 21,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 100,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | | |



LEIKKAUS 17 - 17
1:200/1:100



TAK. 6.3

ED. 1.2

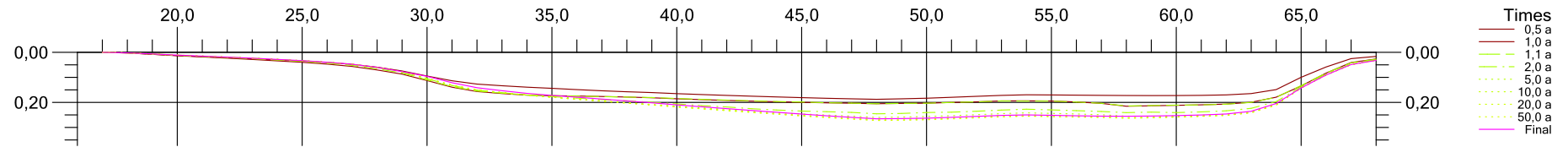
TAK. 6.5

ED. 9.4

TAK. 1.2

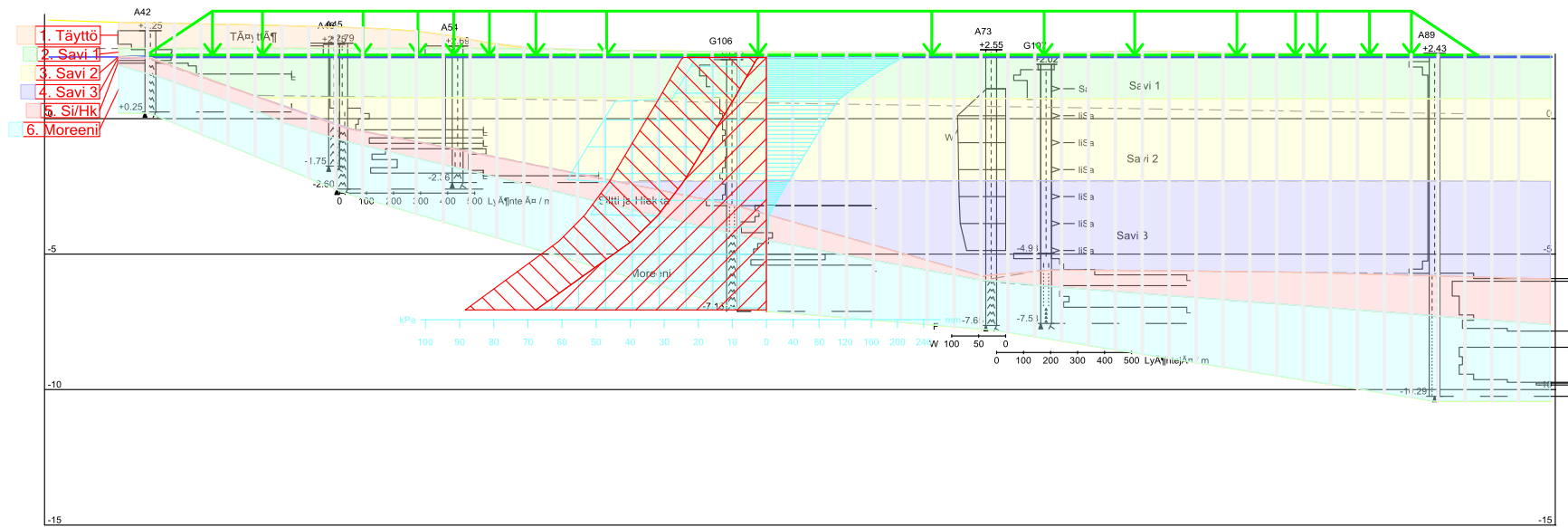
/Hannuksenpelto
Leikkaus 17-17 Painumalaskenta
Ruotsalainen menetelmä
Inari Kurki-Suonio/
Novapoint GeoCalc 3.1 (25.10.2016 12:05)

| | Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | C_v NC [m ² /a] | C_v OC [m ² /a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | m1 | β_1 | m2 | β_2 | σ_c oed [kPa] | m1 bound to σ_c | M0 [kPa] | ML [kPa] | M' | $\sigma_L - \sigma_c$ [kPa] | σ_c | POP |
|---|------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------|----------------|------------------------|--------|-----------|--------|-----------|----------------------|------------------------|----------|----------|-------|-----------------------------|------------|-------|
| 1 | Täyttö | 20,000 | 20,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 500,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | | | | | | |
| 2 | kuSa | 17,300 | 17,300 | Constant cv | 50,00000 | 50,00000 | no | Ohde-Janbu | Constant | 100,00 | 1,00 | 100,00 | 1,00 | 0,00 | no | | | | | 100,00 | |
| 3 | Savi 1 | 14,700 | 14,700 | Constant cv | 0,30000 | 3,00000 | no | Swedish | POP | | | | | | | 800,00 | 300,00 | 10,20 | 26,40 | | 26,60 |
| 4 | Savi 2 | 15,800 | 15,800 | Constant cv | 2,40000 | 24,00000 | no | Swedish | POP | | | | | | | 900,00 | 720,00 | 13,10 | 42,70 | | 3,90 |
| 5 | Moreeni | 21,000 | 21,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 100,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | | | | | | |



2D: 52 Calculation Points

LEIKKAUS 15 - 15
1:200/1:100



ED. 8.9

ED. 9.9

ED. 9.5

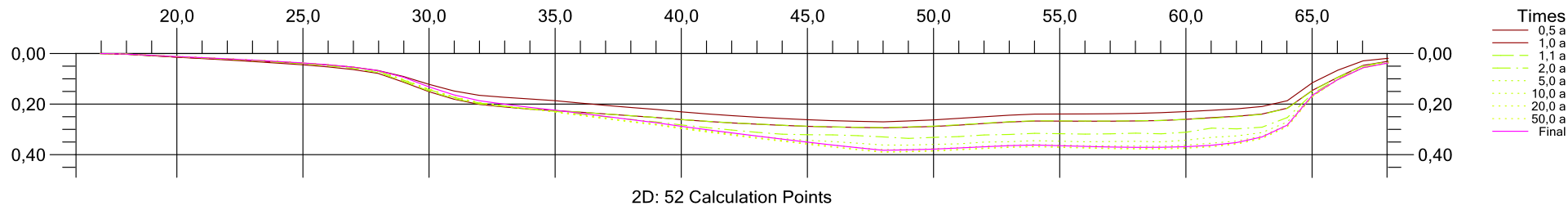
ED. 1.2

TAK. 1.4

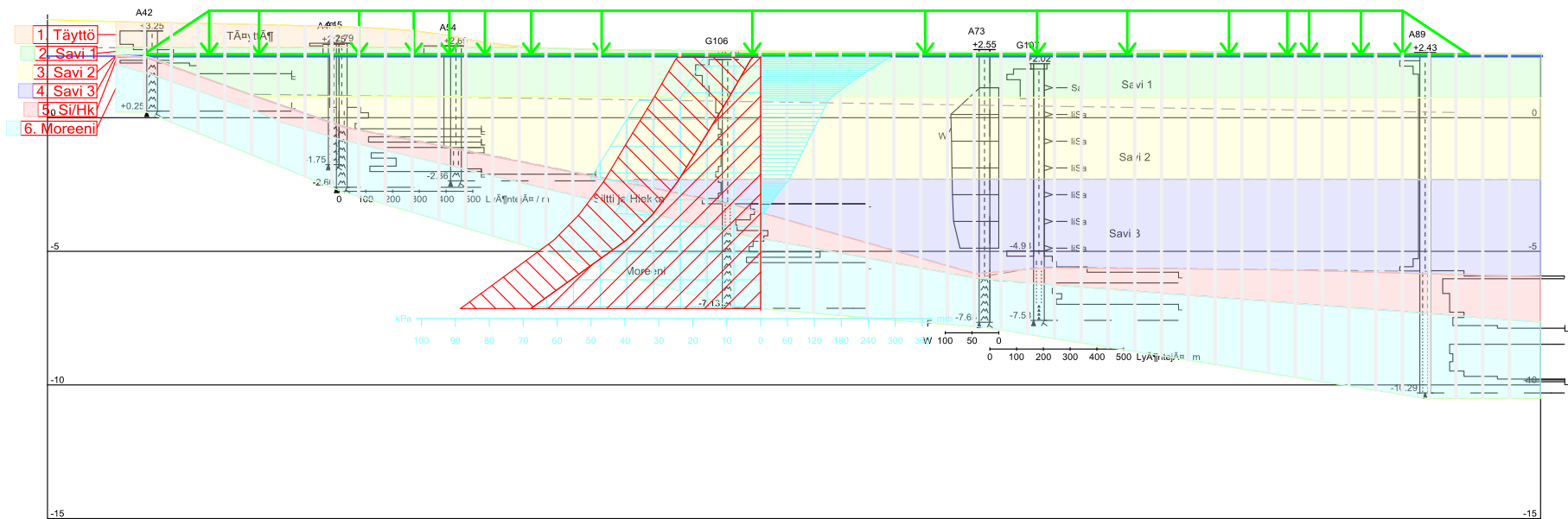
/Hannuksenpelto
Leikkaus 15-15 Esikuormitus
Painumalaskenta Tangenttimoduuli
Inari Kurki-Suonio/

Novapoint GeoCalc 3.1 (25.10.2016 13:13)

| | Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | Cv NC [m ² /a] | Cv OC [m ² /a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | m1 | β_1 | m2 | β_2 | σ_c oedo [kPa] | m1 bound to σ_c | POP |
|---|------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|---------|-----------|-------|-----------|--------------------------|------------------------|-------|
| 1 | Täyttö | 20,000 | 20,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 500,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | |
| 2 | Savi 1 | 14,500 | 14,500 | Constant cv | 0,60000 | 6,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 7,80 | -0,12 | 14,90 | 0,42 | 23,80 | yes | 18,18 |
| 3 | Savi 2 | 14,800 | 14,800 | Constant cv | 1,00000 | 10,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 6,40 | -0,24 | 9,70 | 0,92 | 49,50 | yes | 34,50 |
| 4 | Savi 3 | 16,000 | 16,000 | Constant cv | 2,70000 | 27,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 8,90 | -0,38 | 13,80 | 0,79 | 50,00 | yes | 20,00 |
| 5 | Si/Hk | 18,000 | 18,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 100,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | |
| 6 | Moreeni | 21,000 | 21,000 | Constant cv | 500,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 1000,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | |



LEIKKAUS 15 - 15
1:200/1:100



ED. 8.9

ED. 9.9

ED. 9.5

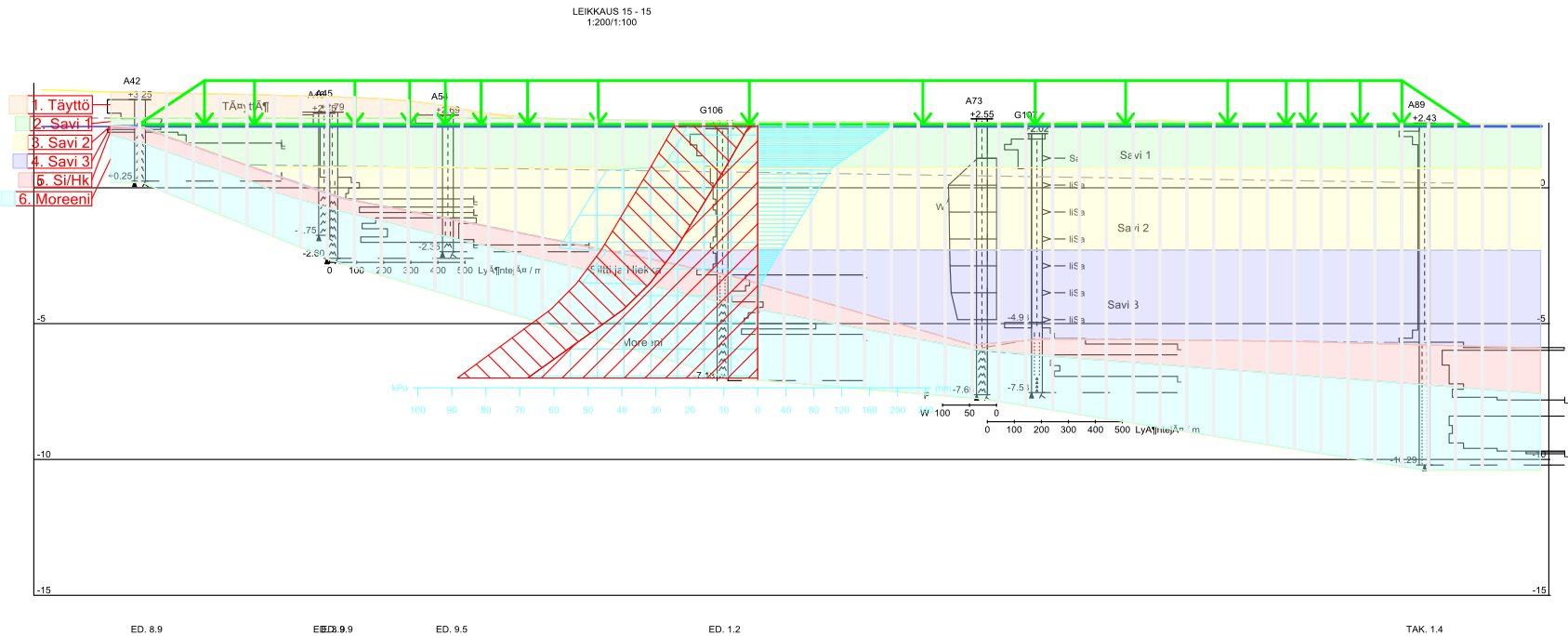
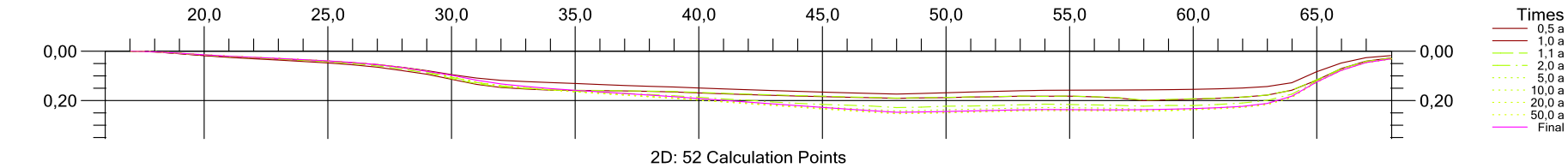
ED. 1.2

TAK. 1.4

/Hannuksenpelto
Leikkaus 15-15 Esikuormitus
Painumalaskenta Redusoitu tangenttimoduuli
Inari Kurki-Suonio/

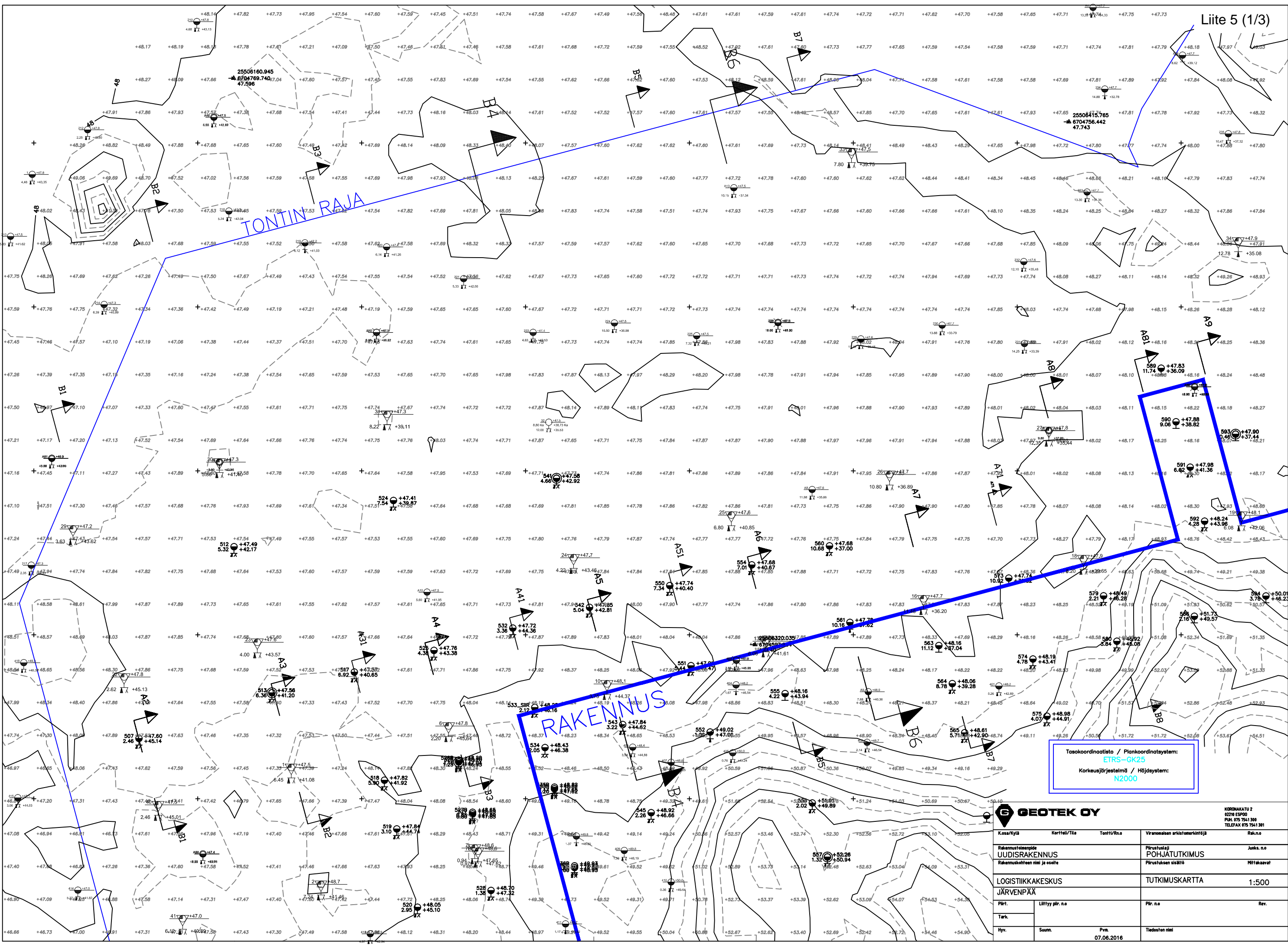
Novapoint GeoCalc 3.1 (25.10.2016 13:17)

| | Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | C_v NC [m ² /a] | C_v OC [m ² /a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | m1 | β_1 | m2 | β_2 | σ_c oedo [kPa] | m1 bound to σ_c | POP |
|---|------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------|----------------|------------------------|---------|-----------|-------|-----------|-----------------------|------------------------|-------|
| 1 | Täyttö | 20,000 | 20,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 500,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | |
| 2 | Savi 1 | 14,500 | 14,500 | Constant cv | 0,60000 | 6,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 7,97 | -0,12 | 13,80 | 0,42 | 19,80 | yes | 14,18 |
| 3 | Savi 2 | 14,800 | 14,800 | Constant cv | 1,00000 | 10,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 6,69 | -0,24 | 8,19 | 0,92 | 41,19 | yes | 26,19 |
| 4 | Savi 3 | 16,000 | 16,000 | Constant cv | 2,70000 | 27,00000 | no | Ohde-Janbu | POP | 9,55 | -0,38 | 11,94 | 0,79 | 41,60 | yes | 11,60 |
| 5 | Si/Hk | 18,000 | 18,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 100,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | |
| 6 | Moreeni | 21,000 | 21,000 | Constant cv | 500,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 1000,00 | 0,50 | | | 0,00 | no | |



/Hannuksenpelto
Leikkaus 15-15 Esikuormitus
Painumalaskenta Ruotsalainen menetelmä
Inari Kurki-Suonio/
Norrispoint GeoCalc 3.1 (25.10.2016 13:21)

| | Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | C_v NC [m ² /a] | C_v OC [m ² /a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | m1 | β_1 | σ_c oedo [kPa] | m1 bound to oc | M0 [kPa] | ML [kPa] | M' | $\sigma_L - \sigma_c$ [kPa] | POP |
|---|------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------|----------------|------------------------|---------|-----------|-----------------------|----------------|----------|----------|-------|-----------------------------|-------|
| 1 | Täyttö | 20,000 | 20,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 500,00 | 0,50 | 0,00 | no | | | | | |
| 2 | Savi 1 | 14,500 | 14,500 | Constant cv | 0,60000 | 6,00000 | no | Swedish | POP | | | | | 520,00 | 200,00 | 12,50 | 23,20 | 18,18 |
| 3 | Savi 2 | 14,800 | 14,800 | Constant cv | 1,00000 | 10,00000 | no | Swedish | POP | | | | | 930,00 | 300,00 | 12,50 | 24,50 | 34,50 |
| 4 | Savi 3 | 16,000 | 16,000 | Constant cv | 2,70000 | 27,00000 | no | Swedish | POP | | | | | 1090,00 | 410,00 | 17,20 | 28,00 | 20,00 |
| 5 | Si/Hk | 18,000 | 18,000 | Constant cv | 50,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 100,00 | 0,50 | 0,00 | no | | | | | |
| 6 | Moreeni | 21,000 | 21,000 | Constant cv | 500,00000 | | no | Ohde-Janbu | NC | 1000,00 | 0,50 | 0,00 | no | | | | | |

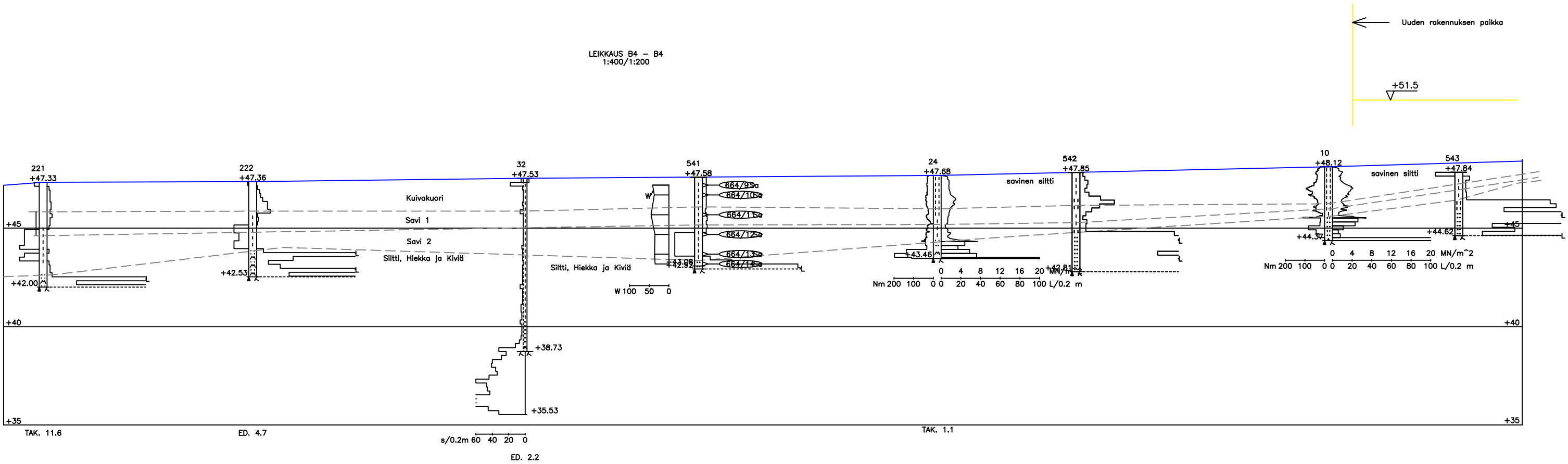


Tasokoordinaatio / Plankoordinatsystem:
ETRS-GK25
Korkeusjärjestelmä / Höjdsystem:
N2000

GEOTEK OY

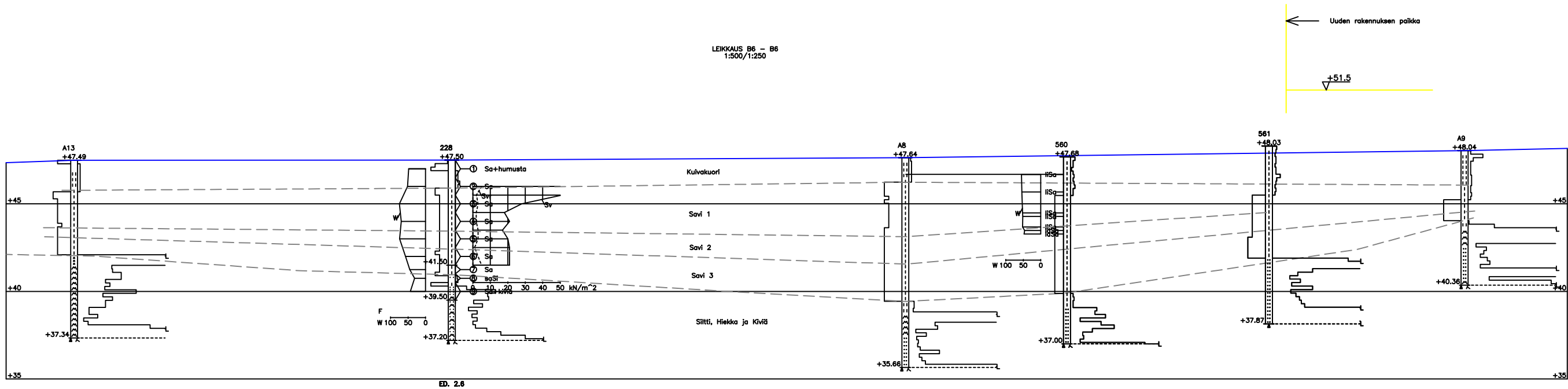
| | | | | | | |
|-------------------------------------|--|-------------------|--------------------|-------------------------------|--|------------|
| Kosa/Kylä | | Kortteli/Tila | Tontti/Rn.o | Viranomaisen arstisomerintäjä | | Rak.n.o |
| Rakennustalennsids UUDISRAKENNUS | | | | Pirustustaj POHJATUTKIMUS | | Juoks. n.o |
| Rakennuskohteen nimi ja osat | | | | Pirustuksen sisältö | | Mittakaava |
| LOGISTIIKKAKESKUS JÄRVENPÄÄ | | | | TUTKIMUSKARTTA | | 1:500 |
| Piir. | | Liittyy piir. n.o | | Piir. n.o | | Rev. |
| Tark. | | | | | | |
| Hv. | | Suom. | Pvm. 07.06.2016 | Tiedoston nimi | | |

LEIKKAUS B4 – B4
1:400/1:200



Tasokoordinaatisto / Plankoordinatsystem:
ETRS-GK25
Korkeusjärjestelmä / Höjdsystem:
N2000

| | | | |
|--------------------------------|------------------|--|------------------------------|
| | | KORONAKATU 2 02210 ESPOO Puh. 075 7541 300 TELEFAX 075 7541 301 | |
| Kassa/Kylä | Kortitelli/Tila | Tentti/Rn.o | Virenomaisen arkistomerkintä |
| Rakennusluovutuspöytäkirja | | Rakennusluovutus | |
| UUDISRAKENNUS | | Pohjatuote | |
| Rakennuskohteen nimi ja osoite | | Rakennuksen sisätilat | |
| LOGISTIIKKAKESKUS | | LEIKKAUS B4–B4 | |
| JÄRVENPÄÄ | | 1:400/1:200 | |
| Piir. | Liitty piir. n:o | | Piir. n:o |
| Tark. | | | Rev. |
| Hys. | Suunn. | Pvm. | Tiedoston nimi |
| | | 31.12.2015 | |

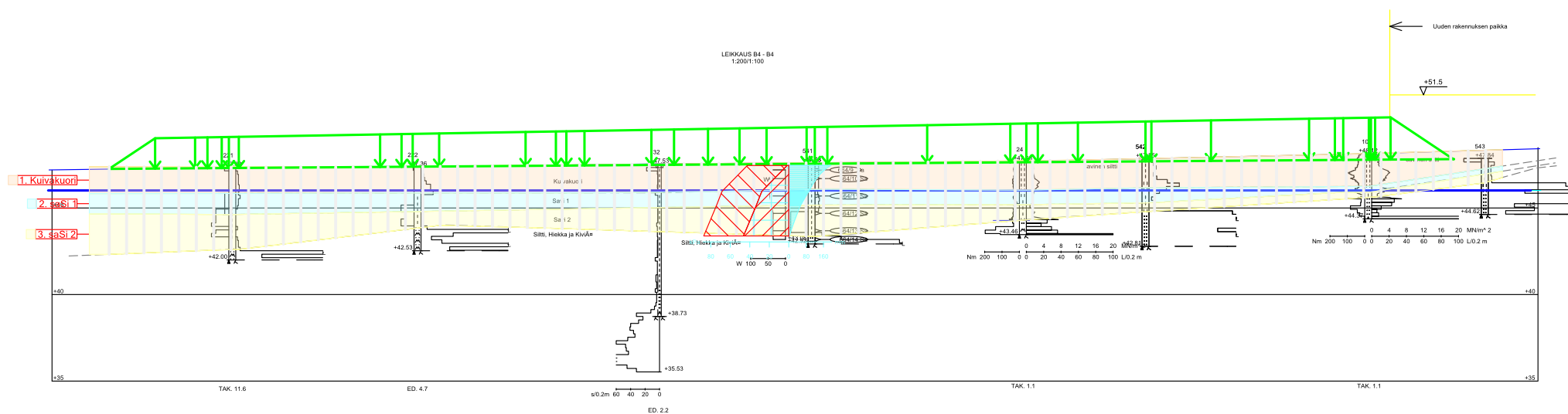
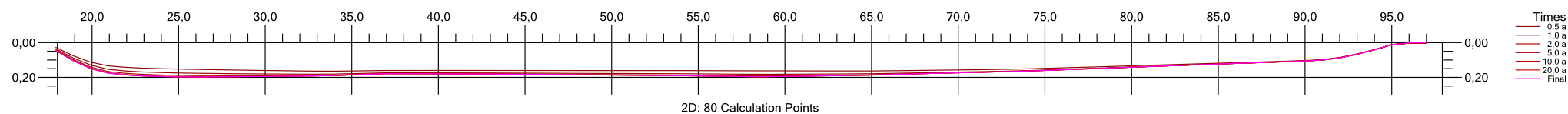


Tasokoordinaatisto / Plankoordinaatsystem:
ETRS-GK25
Korkeusjärjestelmä / Höjdsystem:
N2000

GEOTEK OY

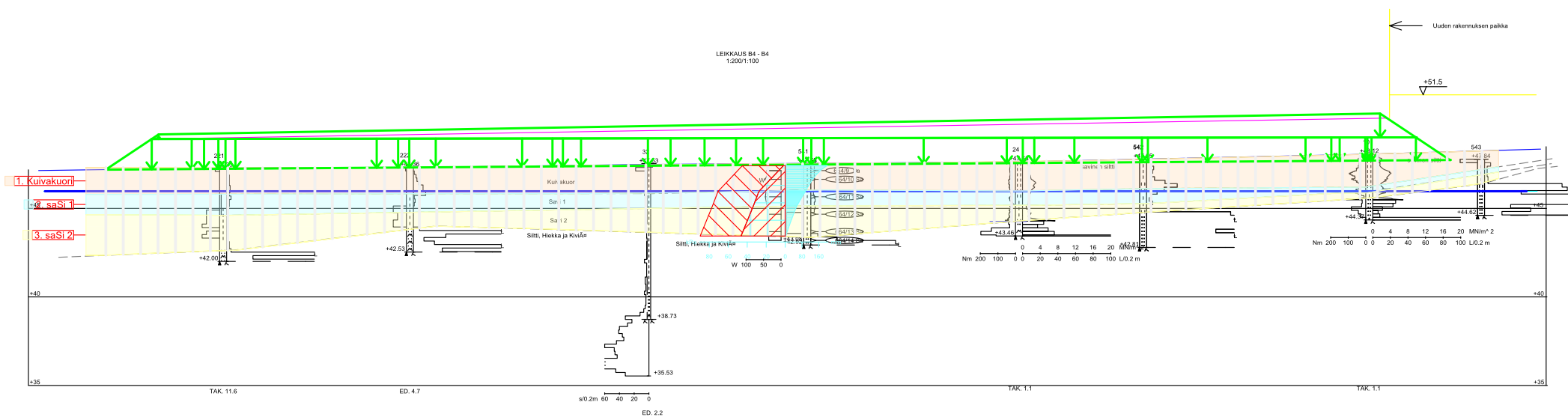
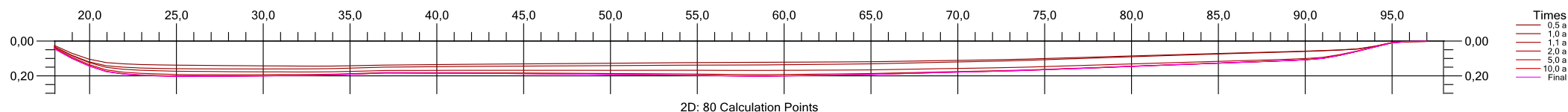
KORHMAKATU 2
02210 ESPOO
PUH. 075 7541 300
TELEFAX 075 7541 301

| | | | | |
|-------------------------------------|-----------------|--------------------|---------------------------------|-------------|
| K.osa/Kylä | Kortteli/Tila | Tontti/Rn.o | Viranomaisen arkkitehtimerkintä | Rak.n:o |
| Rakennusluomenpide UUDISRAKENNUS | | | Piirustaja POHJATUTKIMUS | Juoks. n:o |
| Rakennuskohteen nimi ja osoite | | | Piirustuksen sisältö | Mittakaavat |
| LOGISTIIKKAKESKUS | | | LEIKKAUS B4-B4 | 1:500/1:250 |
| JÄRVENPÄÄ | | | | |
| Piir. | Lähty piir. n:o | | Piir. n:o | Rev. |
| Tark. | | | | |
| Hyv. | Suunn. | Pvm. 31.12.2015 | Tiedoston nimi | |



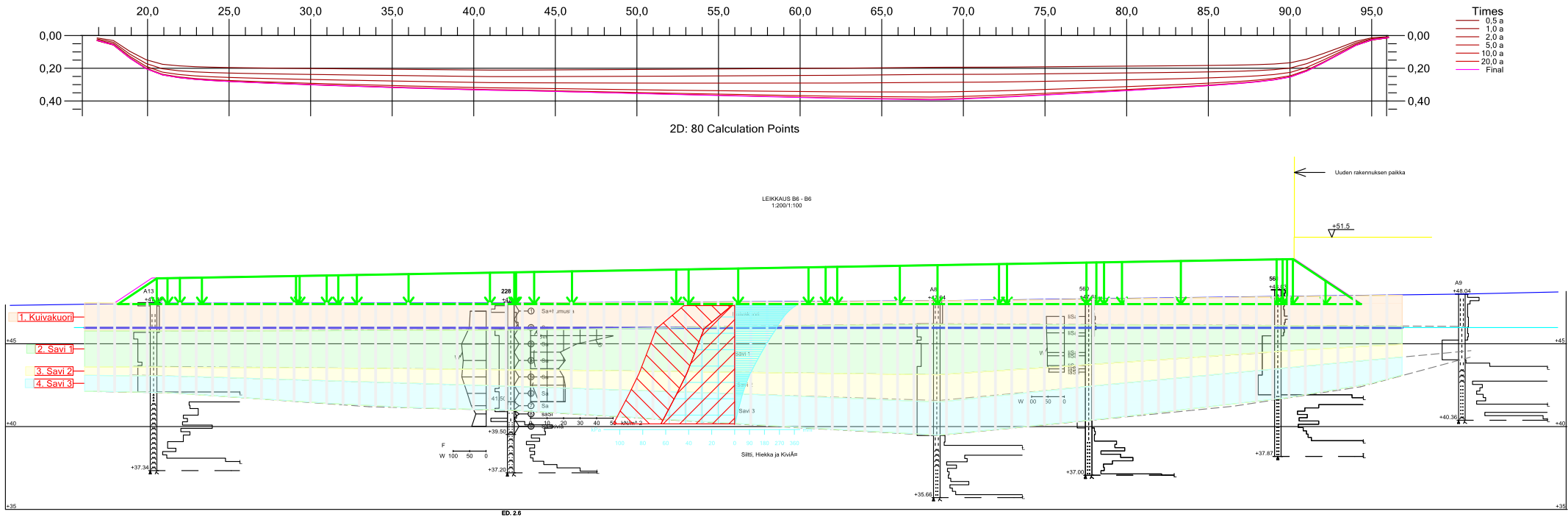
/Järvenpää logistiikkakeskus
Leikkaus B4-B4 maanvarainen
Painumalaskenta Helenelund
Inari Kurki-Suonio/

| | Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | C_v [m ² /a] NC [m/a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | w [%] |
|---|------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|---------------------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|-------|
| 1 | Kuivakuori | 17.500 | 17.500 | Constant c_v | 50.00000 | no | w Helenelund | NC | 39.00 |
| 2 | saSi 1 | 17.000 | 17.000 | Constant c_v | 1.60000 | no | w Helenelund | NC | 50.00 |
| 3 | saSi 2 | 17.500 | 17.500 | Constant c_v | 1.60000 | no | w Helenelund | NC | 37.00 |



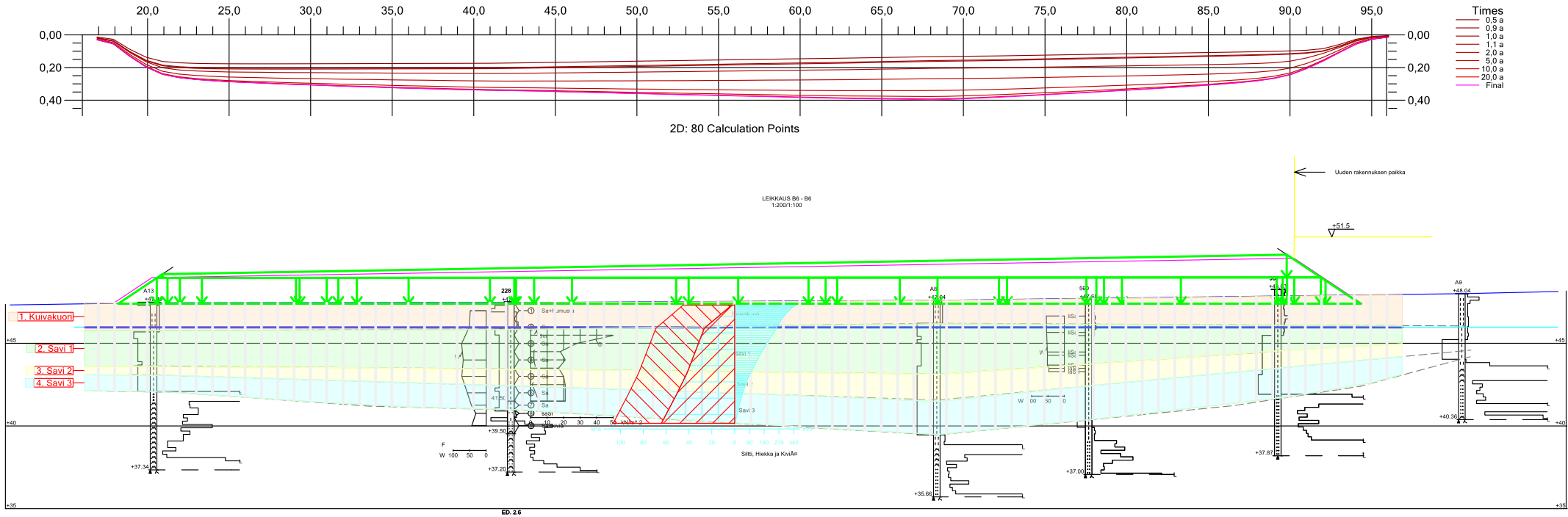
/Järvenpää logistiikkakeskus
Leikkaus B4-B4 maanvarainen
Painumalaskenta Helenelund
Inari Kurki-Suonio/
Novapoint GeoCalc 2.4 (11.10.2016 13:09)

| | Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | Cv NC [m ² /s] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | w [%] |
|---|------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------------|---------------------------|----------------|---------------------------|-------|
| 1 | Kuivakuori | 17.500 | 17.500 | Constant cv | 0.00000 | no | w Helenelund | NC | 39.00 |
| 2 | saSi 1 | 17.000 | 17.000 | Constant cv | 1.60000 | no | w Helenelund | NC | 50.00 |
| 3 | saSi 2 | 17.500 | 17.500 | Constant cv | 1.60000 | no | w Helenelund | NC | 37.00 |



/Logistiikkakeskus Järvenpää
Leikkaus B6-B6 Maanvarainen
Painumalaskenta Helenelund
Inari Kurki-Suonio/
Näköpiiri GeoCalc 2.4 (11.10.2016 10:56)

| Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | C_v NC [m ² /a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | w [%] |
|--------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------------|------------------------|----------------|------------------------|-------|
| 1 Kuivakuori | 17,000 | 17,000 | Constant cv | 50,00000 | no | w Helenelund | NC | 50,00 |
| 2 Savi 1 | 15,500 | 15,500 | Constant cv | 1,600000 | no | w Helenelund | NC | 65,00 |
| 3 Savi 2 | 17,000 | 17,000 | Constant cv | 1,600000 | no | w Helenelund | NC | 50,00 |
| 4 Savi 3 | 17,500 | 17,500 | Constant cv | 1,600000 | no | w Helenelund | NC | 40,00 |



/Logistiikkakeskus Järvenpää
Leikkaus B6-B6 Esikuormitus
Painumalaskenta Helenelund
Inari Kurki-Suonio/
Novapoint GeoCalc 3.4 (11.10.2016 11:14)

| | Soil layer | γ [kN/m ³] | γ_{sat} [kN/m ³] | Consolidation input | C_v NC [m ² /a] | Permeable horizontally | Material model | Consolidation pressure | w [%] |
|---|------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------------|------------------------|----------------|------------------------|-------|
| 1 | Kuivakuori | 17,000 | 17,000 | Constant cv | 50,00000 | no | w Helenelund | NC | 50,00 |
| 2 | Savi 1 | 15,500 | 15,500 | Constant cv | 1,600000 | no | w Helenelund | NC | 65,00 |
| 3 | Savi 2 | 17,000 | 17,000 | Constant cv | 1,600000 | no | w Helenelund | NC | 50,00 |
| 4 | Savi 3 | 17,500 | 17,500 | Constant cv | 1,600000 | no | w Helenelund | NC | 40,00 |

